



FACULTAD DE INGENIERÍA

Carrera de Ingeniería Civil

**ESTUDIO DE LAS VARIABLES LOCALES
REQUERIDAS POR LA METODOLOGÍA MEPDG
PARA EL DISEÑO MECANÍSTICO-EMPÍRICO DE LA
CARRETERA PUQUINA-OMATE**

**Tesis para optar el Título Profesional de
Ingeniero Civil**

**WILLI JAVIER VALLE HUAMAN
(0000-0002-0395-0314)**

ASESOR:

**M.Sc./Ing. Guillermo Lazo Lázaro
(0000-0002-7968-7858)**

Lima – Perú

2023

TESIS WILLI VALLE

INFORME DE ORIGINALIDAD

4%

INDICE DE SIMILITUD

4%

FUENTES DE INTERNET

0%

PUBLICACIONES

1%

TRABAJOS DEL
ESTUDIANTE

FUENTES PRIMARIAS

1

Submitted to Universidad San Ignacio de
Loyola

Trabajo del estudiante

1%

2

hdl.handle.net

Fuente de Internet

1%

3

repositorio.unsa.edu.pe

Fuente de Internet

1%

4

repositorio.sibdi.ucr.ac.cr:8080

Fuente de Internet

1%

Excluir citas

Apagado

Excluir coincidencias < 1%

Excluir bibliografía

Apagado

JURADO DE LA SUSTENTACIÓN ORAL

.....

Presidente

.....

Jurado 1

.....

Jurado 2

Entregado el: .../.../ 202...

Aprobado por:

.....

Willi Javier Valle Huaman

Graduando

.....

Guillermo Lazo Lázaro

Asesor de Tesis

**UNIVERSIDAD SAN IGNACIO DE LOYOLA FACULTAD DE INGENIERÍA
DECLARACIÓN DE AUTENTICIDAD**

Yo, Willi Javier Valle Huaman, identificado con DNI N° 70575558, Bachiller del Programa Académico de la Carrera de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería de la Universidad San Ignacio de Loyola, presento mi tesis titulada:

“ESTUDIO DE LAS VARIABLES LOCALES REQUERIDAS POR LA METODOLOGÍA MEPDG PARA EL DISEÑO MECANÍSTICO-EMPÍRICO DE LA CARRETERA PUQUINA-OMATE”.

Declaro en honor a la verdad, que el trabajo de tesis es de mi autoría; que los datos, los resultados y su análisis e interpretación, constituyen mi aporte. Todas las referencias han sido debidamente consultadas y reconocidas en la investigación.

En tal sentido, asumo la responsabilidad que corresponda ante cualquier falsedad u ocultamiento de la información aportada. Por todas las afirmaciones ratifico lo expresado, a través de mi firma correspondiente.

Lima, de de 2023.

.....

Willi Javier Valle Human

DNI 70575558

Índice de Contenidos

Dedicatoria.....	XI
Agradecimiento	XII
Resumen.....	XIII
Abstract.....	XIV
1 Capítulo I: Introducción	1
2 Capítulo II: Planteamiento del problema	5
2.1. Situación Problemática.	5
2.2. Formulación del Problema.....	11
2.2.1. Problema General	11
2.2.2. Problemas Específicos	11
2.3. Justificación de la Investigación.	12
2.4. Objetivos de la Investigación.....	16
2.4.1. Objetivo General.....	16
2.4.2. Objetivos Específicos	16
3 Capítulo III: Marco teórico	17
3.1. Antecedentes del Problema.....	17
3.2. Bases Teóricas.	25
3.2.1. Comportamiento Mecánico de los Materiales	25
3.2.2. Teoría de Multicapa Elástica	32
3.3. Marco Conceptual.	35
3.3.1. Metodologías de Diseño AASHTO 93 y MEPDG	35
3.3.2. Variables de Diseño MEPDG	41
3.3.3. Respuesta Estructural de los Pavimentos Flexibles	64
3.3.4. Modelos de Predicción de Daño y Deformación	68
4 Capítulo IV: Hipótesis y Variables.....	83

4.1. Hipótesis General.....	83
4.2. Hipótesis Específicas	83
4.3. Identificación de Variable.....	84
4.3.1. Variables Independientes	84
4.3.2. Variables Dependientes	84
4.4. Operacionalización de Variables	86
4.5. Matriz de Consistencia.....	88
5 Capítulo V: Metodología	90
5.1. Tipo y Diseño de Investigación.	90
5.2. Unidad de Análisis.....	90
5.3. Población de estudio.	91
5.4. Tamaño de Muestra.....	91
5.5. Selección de Muestra.	91
5.6. Técnicas de Recolección de Datos.....	92
5.7. Análisis e interpretación de la información.	94
6 Capítulo VI: Procedimiento y Método de Análisis	96
6.1. Estructuración de las Variables de Entrada	96
6.1.1. Variables de Clima.....	96
6.1.2. Variables de Tráfico Vehicular.....	99
6.1.3. Variables de los Materiales de Pavimentación	107
6.2. Ingreso de datos en el software MEPDG versión 1.100	134
6.2.1. Ingreso de Información del Proyecto.....	134
6.2.2. Ingreso de Variables Climáticas	136
6.2.2. Ingreso de Variables de Tráfico.....	137
6.2.4. Ingreso de Variables de la Estructura del Pavimento	139
7 Capítulo VII: Resultados y Discusión	143
7.1. Resultados Climáticos.....	143

7.2. Resultados de tráfico.....	147
7.2.1. Factores de Distribución de Carga por Tipo de Eje.....	147
7.2.2. Distribución por Clase de Vehículo.....	152
7.3. Resultados de las Propiedades de los materiales	153
7.3.1. Módulo Dinámico de la Mezcla Asfáltica	154
7.3.2. Propiedades de Base Granular	156
7.3.3. Propiedades de la Subrasante.....	157
7.3.4. Diseño de Prueba con la metodología AASHTO 93	159
7.4. Resultados de los Indicadores de Desempeño	161
7.5. Discusión de resultados.....	172
7.5.1. Discusión de resultados climáticos.	172
7.5.2. Discusión de resultados de tráfico	173
7.5.3. Discusión de resultados de desempeño.....	174
8 Capítulo VIII: Conclusiones y Recomendaciones.....	176
8.1. Conclusiones	176
8.2. Recomendaciones	179
Referencias.....	180
Anexos	188

Índice de Tablas

Tabla 1 Pesos máximos permitidos por eje o conjunto de ejes.....	44
Tabla 2 Variables climáticas del archivo ICM	57
Tabla 3 Respuestas mecánicas en la estructura de un pavimento flexible.....	67
Tabla 4 Rugosidad inicial (IRI) según tipo de carretera con carpeta asfáltica en caliente	79
Tabla 5 Valores umbrales según tipo de deterioro en pavimentos flexibles.....	81
Tabla 6 Valores mínimos sugeridos de confiabilidad de acuerdo con la clasificación vial	82
Tabla 7 Variables independientes de estudio.....	84
Tabla 8 Variables dependientes de estudio.....	84
Tabla 9 Operacionalización de variables independientes	86
Tabla 10 Operacionalización de variables dependientes	87
Tabla 11 Matriz de consistencia general.....	88
Tabla 12 Matriz de consistencia específica	88
Tabla 13 Información general de las estaciones meteorológicas.....	92
Tabla 14 Caracterización de las variables climáticas	96
Tabla 15 Caracterización de las variables de tráfico vehicular.....	99
Tabla 16 Equivalencia de clasificación vehicular FHWA y Reglamento peruano.....	102
Tabla 17 Grupos de ejes por clase de vehículo.....	103
Tabla 18 Tabla de porcentaje de pesos para cada rango de eje simple.....	104
Tabla 19 Distribución porcentual por clase de vehículo.....	105
Tabla 20 Factor número ejes/camión para la clase C-4	106
Tabla 21 Factores del número de ejes por clase de vehículo	106
Tabla 22 Caracterización de las propiedades de los materiales	107
Tabla 23 Resultados del ensayo de diseño de mezcla Marshall	111
Tabla 24 Resultados del análisis granulométrico por tamizado de la Subrasante	114
Tabla 25 Resultados del análisis granulométrico por tamizado de la Base granular.....	116
Tabla 26 Resultados del ensayo LL, LP e IP para el material de Subrasante.....	119
Tabla 27 Resultados del ensayo LL, LP e IP para el material de Base Granular	121
Tabla 28 Clasificación de suelo AASHTO para una muestra de subrasante.....	122
Tabla 29 Clasificación de suelos AASHTO del material de subrasante.....	123
Tabla 30 Clasificación de suelos AASHTO del material de Base granular	124
Tabla 31 Resultados del ensayo Proctor modificado para el suelo de subrasante.....	127
Tabla 32 Resultados del ensayo Proctor modificado para el suelo de Base granular.....	129

Tabla 33 Resultados de CBR (a 0.1in de penetración) del material de subrasante	132
Tabla 34 Resultado de CBR (a 0.1in de penetración) de la Base granular	134
Tabla 35 Valores de ingreso en la ecuación predictiva del módulo dinámico.....	155
Tabla 36 Resumen de propiedades del suelo de BG.....	156
Tabla 37 Propiedades del material de subrasante para cada tramo homogéneo único	158
Tabla 38 Granulometría del material de subrasante para cada tramo homogéneo único	158
Tabla 39 Parámetros para el diseño preliminar mediante AASHTO 93.....	159
Tabla 40 SN propuesto para el diseño preliminar del pavimento flexible.....	160
Tabla 41 Resumen de valores de deterioros alcanzados para el Tramo 1	161
Tabla 42 Resumen de valores de deterioros alcanzados para el Tramo 2	161
Tabla 43 Resumen de valores de deterioros alcanzados para el Tramo 3	162
Tabla 44 Influencia del espesor da la CA en la predicción de deterioros – Tramo 3	167
Tabla 45 Influencia del espesor da la BG en la predicción de deterioros – Tramo 3	167
Tabla 46 Influencia del grado de penetración del asfalto en la predicción de deterioros – Tramo 3.....	169
Tabla 47 Influencia del contenido efectivo de asfalto en la predicción de deterioros – Tramo 3	169
Tabla 48 Propuesta de diseño para el proyecto en estudio – Tramo 3.....	170

Índice de Figuras

Figura 1 Tamaño de la economía y calidad de la infraestructura	5
Figura 2 Distribución de carga para eje simple de vehículos Clase 5	7
Figura 3 Efecto del cambio de temperatura en el deterioro del pavimento	8
Figura 4 Influencia de la humedad en la deformación permanente de suelos arcillosos	9
Figura 5 Desarrollo de los métodos de diseño de pavimentos flexibles	12
Figura 6 Crecimiento de la infraestructura vial en el Perú	13
Figura 7 Clasificación de la red vial peruana por superficie de rodadura	14
Figura 8 Influencia de la sobrecarga en la vida de servicio del pavimento	19
Figura 9 Temperatura del pavimento a diferentes profundidades	20
Figura 10 Influencia de la radiación solar en la temperatura del pavimento	21
Figura 11 Incremento del Módulo dinámico debido al envejecimiento de la mezcla	22
Figura 12 Características de las respuestas de un material	26
Figura 13 Gráfica Esfuerzo cortante vs Tiempo de respuesta del ligante asfáltico	27
Figura 14 Gráfica Esfuerzo cortante vs Tasa de deformación cortante	27
Figura 15 Esfuerzos y deformaciones normales y cortantes en un cuerpo tridimensional	29
Figura 16 Diagrama esfuerzo-deformación de un material en estado plástico	31
Figura 17 Concepto general de la Teoría de multicapa elástica	32
Figura 18 Esfuerzos y desplazamiento de la solución de la MLET.....	34
Figura 19 Coeficiente de capa estructural del concreto asfáltico según AASHTO 93	37
Figura 20 Coeficiente estructural de capa para la base granular según AASHTO 93	38
Figura 21 Diagrama de flujo del proceso de diseño y análisis de la metodología MEPDG....	39
Figura 22 Distribución de esfuerzos en el pavimento.....	42
Figura 23 Clasificación vehicular de acuerdo norteamericana	45
Figura 24 Interacción entre los componentes de diseño MEPDG	46
Figura 25 Ejemplo de curva maestra de una Mezcla asfáltica en caliente.....	49
Figura 26 Ejemplos de factores de ajuste para una Curva maestra.....	50
Figura 27 Nomograma de pulsos verticales de esfuerzos de carga	52
Figura 28 Relación A-VTS del ligante asfáltico.....	53
Figura 29 Gráfica de ensayo resiliente para materiales granulares y suelos.....	55
Figura 30 Estructuración de las variables climáticas en el archivo ICM.....	58
Figura 31 Transferencia de calor entre la superficie del pavimento y el ambiente	60
Figura 32 Respuestas críticas debido a cargas en un pavimento flexible convencional.....	66

Figura 33 Ubicaciones de las respuestas críticas consideradas en el modelo MEPDG.....	66
Figura 34 Presentación visual del deterioro por ahuellamiento.....	69
Figura 35 Etapas de deformación permanente en el pavimento flexible.....	69
Figura 36 Grados de severidad de las fisuras por fatiga tipo piel de cocodrilo (botom-up cracking)	73
Figura 37 Presentación visual de las fisuras por fatiga tipo longitudinal	73
Figura 38 Presentación visual de severidades de las fisuras térmicas	76
Figura 39 Confiabilidad de diseño para el IRI en el modelo MEPDG	80
Figura 40 Ubicación geográfica de las estaciones meteorológicas automáticas.....	93
Figura 41 Data procesada para la elaboración del archivo ICM.....	99
Figura 42 Curva granulométrica para una muestra de subrasante	114
Figura 43 Curva de liquidez del suelo de subrasante.....	118
Figura 44 Tabla de clasificación de suelos AASHTO M 145	121
Figura 45 Curva Proctor Modificado de una muestra de subrasante	127
Figura 46 Curva penetración vs carga del ensayo CBR para una muestra de subrasante	131
Figura 47 Vista principal del software MEPDG versión 1.100	135
Figura 48 Valores límites considerados para los indicadores de desempeño	135
Figura 49 Ingreso del archivo climático ICM “Omate-PE”	136
Figura 50 Información inicial del tráfico vehicular	137
Figura 51 Distribución del tráfico vehicular por clase para el proyecto en estudio	138
Figura 52 Ingreso de los espectros de carga vehicular	139
Figura 53 Capas estructurales del pavimento flexible para el proyecto en estudio	140
Figura 54 Variables generales de la mezcla asfáltica para el proyecto en estudio	140
Figura 55 Ingreso de las propiedades del material de base granular en el software de diseño	141
Figura 56 Distribución estadística mensual de la temperatura ambiental del año 2020.....	144
Figura 57 Distribución normal de la temperatura ambiental	144
Figura 58 Precipitación anual en el periodo de análisis.....	145
Figura 59 Comportamiento mensual de la precipitación	145
Figura 60 Comportamiento mensual promedio de la Humedad Relativa.....	146
Figura 61 Temperatura superficial del pavimento	147
Figura 62 Espectro de carga vehicular de Eje simple, año 2019	148
Figura 63 Espectro de carga vehicular de Eje tándem, año 2019	149
Figura 64 Espectro de carga vehicular de Eje trídem, año 2019	149

Figura 65 Comparativa de espectros de carga anual Nivel 2 y Nivel 3, Eje simple.....	150
Figura 66 Comparativa de espectros de carga anual Nivel 2 y Nivel 3, Eje tándem.....	151
Figura 67 Comparativa de espectros de carga anual Nivel 2 y Nivel 3, Eje trídem	151
Figura 68 Distribución vehicular por clase para el proyecto en estudio.....	152
Figura 69 Curva maestra de la mezcla asfáltica según la ecuación predictiva de Witczak ...	155
Figura 70 Factores de ajuste de la curva maestra para el proyecto en estudio	155
Figura 71 Análisis estadístico del valor CBR por diferencias acumuladas	157
Figura 72 Identificación de los tramos homogéneos del suelo de subrasante	157
Figura 73 Evolución de las fisuras tipo piel de cocodrilo – Tramo 3	162
Figura 74 Evolución de las fisuras térmicas – Tramo 3.....	163
Figura 75 Evolución del ahuellamiento – Tramo 2	164
Figura 76 Evolución de las fisuras longitudinales – Tramo 3	165
Figura 77 Evolución del IRI – Tramo 3.....	165

Dedicatoria

El presente trabajo de investigación está dedicado especialmente a mis abuelos, Marta y Estanislao, quienes me mostraban su apoyo y confianza para desarrollarme profesionalmente.

También, agradezco a mi madre y hermana por haberme apoyado en mi vida personal, universitaria y durante el desarrollo de este trabajo.

Agradecimiento

Mi profundo agradecimiento a mi asesor Guillermo Lazo Lázaro por orientarme y apoyarme en el desarrollo del presente trabajo de investigación.

A la carrera de Ingeniería Civil de la Universidad San Ignacio de Loyola por permitirme usar las instalaciones de laboratorio para realizar los ensayos de suelo usados en la presente investigación.

Resumen

El presente trabajo de investigación estudia la influencia de incorporar variables locales de la metodología de diseño MEPDG en la predicción del deterioro del pavimento flexible de la carretera Puquina-Omate (Moquegua). El estudio de las variables se agrupó en tres categorías: variables climáticas, tráfico vehicular y propiedades de los materiales. Las variables climáticas como precipitación, temperatura ambiental, velocidad del viento, radiación y humedad relativa fueron obtenidas del SENAMHI, los cuales fueron procesados hasta obtener un archivo climático “Omate-PE.icm”. En la caracterización del tráfico vehicular se desarrolló espectros de carga con información regional de pesaje, la cual evidenció que las cargas aplicadas al pavimento exceden notablemente los valores tradicionales de diseño. La caracterización de las propiedades de los materiales se realizó con ensayos de laboratorio Marshall, CBR, Proctor modificado, límites de consistencia y análisis granulométrico. Además, mediante la ecuación predictiva de Witczak se elaboró la curva maestra de la mezcla asfáltica y se comparó con el valor de módulo elástico recomendado por la metodología peruana de diseño. Las variables de diseño fueron procesadas con el software MEPDG versión 1.100 para predecir el deterioro del pavimento flexible. Se concluyó que la caracterización de las variables con Nivel 2 o superior permitió conocer que el diseño convencional del pavimento es susceptible a las fisuras longitudinales por fatiga y a la regularidad superficial, con una confiabilidad de 52% y 87%, respectivamente. También, se concluyó que las principales variables locales son la temperatura ambiental, radiación solar, espectros de carga y módulo dinámico de la mezcla asfáltica.

Palabras Claves: Diseño mecanístico-empírico, MEPDG, Pavimento flexible, Fisuras por fatiga, Ahuellamiento, IRI, Espectros de carga, Modelo climático ICM.

Abstract

The primary objective of this research is to study the influence of incorporating local design variables from the MEPDG methodology in predicting the flexible pavement deterioration of the Puquina-Omate road (Moquegua). The variables were grouped into three categories: climatic, traffic and materials properties. The climatic inputs, such as precipitation, temperature, wind speed, radiation, and relative humidity were obtained from SENAMHI and processed to obtain a climate file named "Omate-PE.icm". Traffic characterization included the development of axle-load spectra with regional data of weight-in-motion, which showed that the loads applied to the pavement significantly exceed traditional design values. Material characterization was carried out using laboratory tests such as Marshall design test, CBR test, moisture-density relation test, liquid limit test, plastic limit test and sieve analysis test. In addition, Witczak predictive model was used to develop the master curve of the asphalt mix and compared with the elastic modulus value recommended by the Peruvian design methodology. The design inputs were processed using MEPDG software version 1.100 to predict the deterioration of the flexible pavement. It was concluded that the characterization of variables with Level 2 or higher allowed to know that the conventional pavement design is susceptible to longitudinal fatigue cracks and surface roughness, with a reliability of 52% and 87%, respectively. Furthermore, it was found the main local variables are air temperature, solar radiation, axle load spectra, and dynamic modulus of the asphalt mix.

Keywords: MEPDG, flexible pavement, fatigue cracking, rutting, IRI, axle-load spectra, Integrated Climatic Model

Capítulo I: Introducción

El desarrollo de las metodologías mecanísticas-empíricas ha significado un avance importante en el estado del arte de los métodos de diseño de pavimentos. Las metodologías empíricas como AASHTO 93 presentan limitaciones en la caracterización de las variables de diseño, además, su aplicación para obtener resultados confiables se limita a lugares y condiciones similares a donde fueron calibradas. Para cubrir estas limitaciones el programa norteamericano National Cooperative Highway Research Program (NCHRP) publicó en el año 2004 los resultados del proyecto 1-37A “Guide for Mechanistic-Empirical Design of New and Rehabilitated Pavement Structures” (MEPDG), el cual es una guía metodológica de diseño y su software asociado. Esta nueva metodología se basa en predecir el comportamiento del pavimento sometido a cargas y condiciones ambientales por medio de teorías de la mecánica de materiales, luego estas respuestas son convertidas a deterioros mediante funciones de transferencia calibradas empíricamente.

La tendencia nacional en la ingeniería de pavimentos es adoptar las metodologías norteamericanas de diseño, lo cual hace necesario poner énfasis en la calibración de dichos modelos. Con una futura calibración nacional de la metodología MEPDG es posible mejorar la confiabilidad del diseño de pavimentos considerando las diversas condiciones climáticas y de tráfico vehicular que se pueden encontrar en el país. Siguiendo este concepto se desarrolló la presente investigación para estudiar las variables locales de la metodología MEPDG y aplicarlas en el diseño del pavimento flexible de la carretera Puquina-Omate, Moquegua. La estructura general de la tesis se presenta en los siguientes párrafos.

El Capítulo 2 presenta la problemática, justificación y los objetivos del presente trabajo de investigación. Inicialmente se aborda la importancia de la infraestructura vial, los métodos nacionales más comunes de diseño y sus limitaciones en la caracterización de las variables de clima, tráfico y propiedades de los materiales. Se justifica el uso de la

metodología de diseño MEPDG al ser un avance conceptual respecto a los métodos empíricos actuales y las existentes oportunidades para su aplicación en el país. Además, se resalta que la realidad vehicular nacional y la diversidad climática no son consideradas por los métodos empíricos usados actualmente.

El Capítulo 3 expone los antecedentes de la problemática y desarrolla las bases teóricas y el marco conceptual. Como antecedentes se describe los retos de implementar metodologías mecanística-empíricas (M-E), alternativas internacionales de softwares de diseño M-E y estudios previos de implementación del método MEPDG. También se destaca los estudios internacionales y nacionales sobre la influencia del tráfico y el clima en el diseño de pavimentos. Además, se sustentan las bases teóricas sobre el comportamiento mecánico de los materiales y los principios de la Teoría de Multicapa Elástica. En el marco conceptual se detalla la caracterización de las variables usadas en la metodología MEPDG, las respuestas del pavimento flexible y los modelos de predicción de los deterioros.

El Capítulo 4 presenta las hipótesis e identifica las variables de estudio para la presente investigación. Las variables independientes están agrupadas en tres tipos, variables climáticas, de tráfico y propiedades de los materiales. Complementariamente, las variables dependientes son los tipos de deterioro del pavimento, los cuales son fisuras por fatiga, fisuras térmicas y regularidad superficial. La matriz de consistencia de este capítulo relaciona la coherencia entre la problemática de desconocer el impacto de las variables independientes en la predicción del deterioro del pavimento flexible. Ante esto se busca estudiar la influencia de las variables locales del proyecto en estudio para posteriormente hipotetizar que una caracterización de Nivel 2 de las principales variables de diseño predice confiablemente el deterioro del pavimento.

El Capítulo 5 desarrolla el marco metodológico del presente trabajo de investigación. En este capítulo se define el tipo y diseño de investigación como una investigación aplicada y

cuantitativa. También se presenta que la unidad de análisis es la estructura del pavimento y la población de estudio es el tramo comprendido entre las progresivas 115+100 a 150+360 del proyecto “Mejoramiento de la carretera Moquegua-Omate-Arequipa Tramo II: km 35+000 al km 153+500”. Las técnicas de recolección de datos de este capítulo involucraron la información climática principalmente de la estación meteorológica San José de Uzuna, mientras que la información de tráfico fue obtenida del expediente del proyecto en estudio y la información de pesaje vehicular de la empresa COVISUR. Complementariamente, las propiedades de los materiales fueron obtenidas a través de ensayos de laboratorio.

El Capítulo 6 detalla el procedimiento seguido para la estructuración de las variables de acuerdo con la metodología MEPDG y su posterior ingreso en el software de diseño MEPDG versión 1.100. Se distinguen tres grupos de variables, las relacionadas a tráfico, variables climáticas y las relacionadas a las propiedades de los materiales. El procesamiento de la data climática para su uso en el método MEPDG requirió la creación de un archivo climático ICM. Por otro lado, los datos de pesaje vehicular requirieron de procesamiento para obtener los espectros de carga por eje. Finalmente, las variables de las propiedades de los materiales obtuvieron mediante ensayos de laboratorio CBR, Proctor modificado, límites de consistencia, análisis granulométrico, entre otros.

El Capítulo 7 presenta los resultados de la investigación y su interpretación. Se resumen cuatro grupos de resultados, factores climáticos, tráfico vehicular, propiedades de los materiales y resultados relacionados al deterioro del pavimento. Los principales resultados climáticos evidenciaron que adicional a la influencia de la temperatura ambiental, la radiación solar puede incrementar hasta en 5.8°C la temperatura del pavimento. Los resultados de tráfico vehicular mostraron que la cantidad de vehículos de las clases C-5, C-11 y C10 sobrepasan los límites de carga por cada tipo de eje en 23%, 58% y 68%, respectivamente. El principal resultado de las propiedades de los materiales mostró que el

módulo elástico de 430 ksi recomendado para el diseño por el manual de carreteras no representa las condiciones locales del pavimento en estudio.

El Capítulo 8 resume los hallazgos de la presente investigación a través de las conclusiones y también incluye recomendaciones que pueden ser consideradas en futuras investigaciones. Se concluyó que la incorporación de la mayoría de las variables con información local (Nivel 2 o superior) determinó que el pavimento flexible con diseño convencional falla por fisuras longitudinales o regularidad superficial (IRI), con una confiabilidad de 52% y 82%, respectivamente. También, se concluyó que las principales variables climáticas son la temperatura ambiental y la radiación solar, mientras que la principal variable de tráfico son los espectros de carga por eje y la principal variable de las propiedades de los materiales es el módulo dinámico de la mezcla asfáltica. Las principales recomendaciones son el estudio de sensibilidad de todas las variables involucradas en el método MEPDG y la creación de mapas zonificados para la data climática y los espectros de carga.

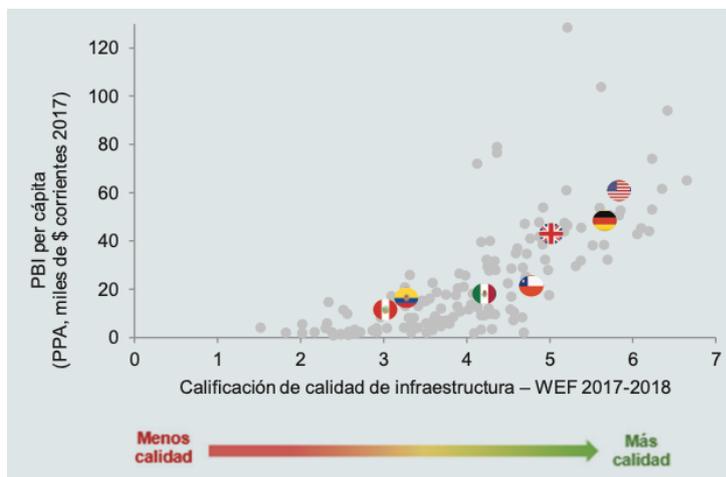
Capítulo II: Planteamiento del problema

2.1. Situación Problemática.

La infraestructura de transporte desempeña un papel importante en el crecimiento de un país, es por eso que el Foro Económico Mundial-WEF (2018) lo incluye para calificar el Índice de Competitividad Global de todos los países del mundo. El Ministerio de Economía y Finanzas-MEF (2019) también indica que los países más productivos son los que presentan una mejor calidad de infraestructura, esto se aprecia en la Figura 1. La realidad nacional no es ajena a este concepto, la infraestructura vial es un eslabón clave para el transporte de mercancías. Debido a su importancia se debe minimizar los deterioros anticipados de las carreteras, ya que ocasionan costos elevados de reconstrucción (MTC, 2021). Una manera de conocer los deterioros anticipados es implementar metodologías de diseño confiables y modernos que tomen en cuenta la realidad nacional.

Figura 1

Tamaño de la economía y calidad de la infraestructura



Nota. El World Economic Forum (WEF) califica el Índice de Competitividad Global de cada país basándose en 12 “pilares” principales. El “pilar” número 2 es Infraestructura, el cual incluye la calidad de la infraestructura de transporte. Tomado de “Plan Nacional de Infraestructura para la Competitividad” por Ministerio de Economía y Finanzas, 2019, p.12.

En la actualidad nacional, la principal metodología usada para el diseño de pavimento expresado en el Manual de Carreteras está basada en la guía AASHTO 93, aunque también se

hace mención del método HMD para el análisis del desempeño con modelos mecánicos (MTC, 2014). La metodología de diseño AASHTO 93 es empírica y calibrada con estudios realizados en el estado de Illinois (EEUU). Las ecuaciones empíricas de diseño están limitadas a las condiciones de los ensayos originales, lo que imposibilita incorporar al proceso de diseño nuevos materiales de construcción, carga de tráfico real, características vehiculares y condiciones climáticas locales (Ahmed et al, 2022). Por otro lado, el método HDM involucra un análisis con enfoque mecanicista, pero no se aborda con detalle su uso o implementación.

El uso del método empírico AASHTO 93 para el diseño de pavimentos en el Perú deja un amplio margen de mejora con respecto a las modernas metodologías estudiadas en el estado del arte. Una de estas metodologías es la mecanística-empírica MEPDG, que de acuerdo con Ahamed et al (2022) la predicción de la vida de servicio de los pavimentos usando este método presenta mayor precisión respecto a un método empírico. Esta baja confiabilidad de los métodos empíricos se debe a las simplificadas variables de ingreso usadas en el diseño, por lo que no representa fielmente las condiciones locales a las que estará sometida la estructura. Para Rahman & Gassman (2018) el MEPDG es capaz de predecir esfuerzos y deformaciones en la estructura del pavimento sujeto a diferentes condiciones de clima y tráfico. Esta característica de adaptación a diferentes condiciones locales lo diferencia de los métodos empíricos.

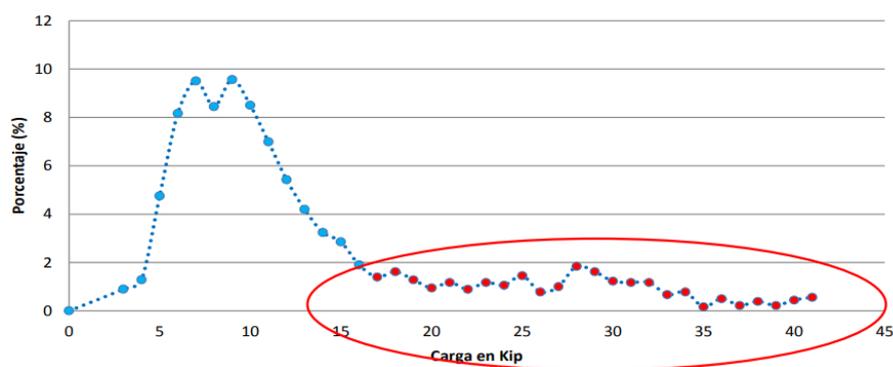
Los principales factores que influyen en el inicio de las fisuras en el pavimento son los relacionados a las cargas de tráfico vehicular, condiciones climáticas, propiedades de mezcla y deficiencias constructivas (Canestrari & Ingrassia, 2020). La carga vehicular en la metodología de diseño AASHTO 93 es una variable simplificada con factores de carga, por ende, su impacto en el diseño de pavimentos puede ser subestimado. De acuerdo con Hatoum et al (2022), el incremento de un 20% de sobrecarga reduce la vida de servicio del pavimento

flexible un 55%, este impacto no puede considerarse en un modelo de diseño empírico.

Además, la característica dinámica de la sobrecarga también ocasiona la reducción de la vida útil del pavimento (Rahmawati et al, 2019). En la realidad nacional, los estudios de Martínez (2015) y Jaña (2016) evidenciaron que la carga vehicular de camiones excede los límites normados, tal como se muestra en la Figura 2.

Figura 2

Distribución de carga para eje simple de vehículos Clase 5



Nota. El gráfico encierra el porcentaje de vehículos que exceden el límite de carga normado nacionalmente (7 t o 15.4 kip) para ejes de carga simple. Tomado de “Implementación de la guía de diseño mecánico-empírico AASHTO 2008 en la Región Piura” por Jaña, C., 2016.

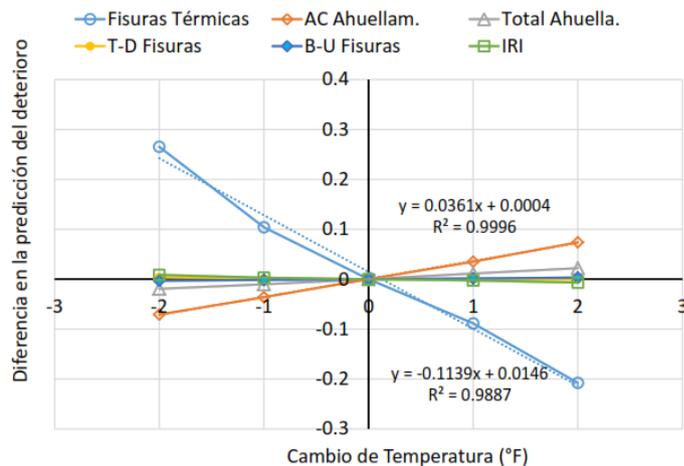
Las respuestas mecánicas en la estructura del pavimento no solo obedecen a la magnitud de las cargas vehiculares, sino también, a la duración y periodo con las que estas son aplicadas. Los Ejes Equivalentes usados en la metodología de diseño AASHTO 93 representan el factor destructivo de las cargas vehiculares (MTC, 2014), sin embargo, este concepto no involucra su tiempo de aplicación. Considerar los espectros de carga dinámica por eje en el diseño de pavimentos es crucial para Zhao et al (2022), ya que incrementa el impacto de la sobrecarga en el deterioro del pavimento. Resultados similares fueron compartidos por Bilodeau et al (2017) y Zhao & Wang (2021), donde la reducción de la vida útil del pavimento debido a fisuras por fatigas y ahuellamientos puede alcanzar un 29% al considerar cargas dinámicas.

Otra variable importante para considerar en el diseño de pavimentos son las condiciones climáticas. En la metodología AASHTO 93 los efectos temperatura y saturación del material son estudiados superficialmente, lo cual conlleva a diseños de poca representatividad para las diversas condiciones climáticas del país. El manual peruano de carreteras (MTC, 2014) recomienda el estudio de la temperatura para seleccionar el tipo de ligante asfáltico en la mezcla, sin embargo, no lo incorpora como una variable activa en el deterioro del pavimento. De acuerdo con Hasan & Tarefder (2018) los deterioros por ahuellamiento y fisuras por fatiga se incrementaron un 45% y 225%, respectivamente, cuando se compara los deterioros de regiones calurosas con regiones frías.

La temperatura del pavimento es uno de los factores que influyen en el desempeño de los pavimentos flexibles. Esta temperatura es controlada por el sistema de balance térmico del planeta, cuyo principal componente de calor es la radiación solar (Alam-Khan et al, 2022). Estudios de monitoreo en el pavimento sobre el comportamiento mecánico mostraron que las deformaciones en la parte inferior de la capa asfáltica son altamente dependientes de la temperatura de capa (Čygas et al, 2015). Las metodologías de diseño deben considerar la temperatura del pavimento a diferentes profundidades y como esta acelera el deterioro. De acuerdo con Yang et al (2019) las fisuras térmicas y ahuellamiento son los tipos de deterioros más sensibles al cambio de temperatura, tal como se observa en la Figura 3.

Figura 3

Efecto del cambio de temperatura en el deterioro del pavimento



Nota. El gráfico resalta que el cambio de temperatura afecta principalmente al ahuellamiento de la carpeta asfáltica. Tomado de “Pavement performance zone based on mechanistic-empirical design and temperature indices” por Yang et al., 2019.

Una de las limitaciones presentes en los ensayos realizados para desarrollar las guías de diseño empíricas de AASHTO es haber considerado un grupo específico de materiales de pavimentación sometido a una condición climática. El método AASHTO 93 considera como variable de ingreso el Módulo elástico (E) y Módulo resiliente (Mr) para calcular los coeficientes de capa que serán usados en el diseño (MTC, 2014). En este método se omite el estudio del comportamiento de los materiales granulares sometidos a diversas condiciones de humedad. De acuerdo con los estudios de Ramos et al (2020) y Ng et al (2021) la capacidad de recuperación del material granular es afectada directamente por el incremento del contenido de humedad, tal como se muestra en la Figura 4. Dado que el estado del material es diferente para cada estación del año es necesario considerar su influencia en el diseño.

Figura 4

Influencia de la humedad en la deformación permanente de suelos arcillosos



Nota. Los números representan el porcentaje de deformación permanente luego de aplicar 30000 ciclos de carga a un suelo arcilloso. Se observa que la deformación es mayor con materiales saturados. Tomado de “Mechanistic-empirical permanent deformation models: Laboratory testing, modelling and ranking” por Ramos et al., 2020.

Una de las diferencias significativas entre las metodologías empíricas y las mecánicas-empíricas es el grado de estudio de las variables externas que influyen en el desempeño del pavimento. Estudios de Li et al (2019), Justo-Silva et al (2022) y Saady et al (2023) concuerdan que unos de los retos de implementar el modelo MEPDG es la gran cantidad de data que requiere sobre clima, tráfico y propiedades de los materiales. En ese sentido, es necesario realizar un estudio local para conocer la data de las variables de ingreso que tienen un efecto significativo en el desempeño del pavimento. De acuerdo con Li et al (2019) las principales variables de ingreso que deben ser analizadas en un proceso de implementación del MEPDG para pavimentos flexibles son las variables climáticas, espectros de carga vehicular, módulo dinámico, resistencia a la tracción indirecta, cumplimiento de flujo y módulo resiliente.

2.2. Formulación del Problema

2.2.1. Problema General

¿Cómo influye la incorporación de las variables locales del diseño mecanístico-empírico MEPDG en la predicción del deterioro del pavimento flexible de la carretera Puquina-Omate?

2.2.2. Problemas Específicos

- ¿Cuáles son las variables climáticas locales más influyentes en la predicción del deterioro del pavimento flexible de la carretera Puquina-Omate?
- ¿Cuáles son las principales variables del tráfico vehicular de la carretera Puquina-Omate que influyen en la predicción del deterioro del pavimento flexible?
- ¿Cuáles son las principales propiedades mecánicas de los materiales de pavimentación a tener en cuenta para predecir confiablemente el deterioro del pavimento flexible de la carretera Puquina-Omate?

La presente investigación limita su desarrollo a evaluar en el pavimento flexible los indicadores de deterioro listados a continuación.

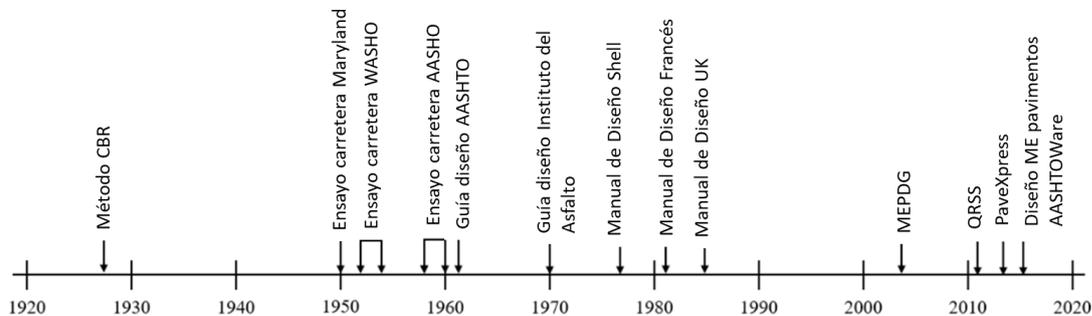
- Deformación permanente
- Fisuras térmicas transversales
- Fisuras longitudinales relacionadas a cargas
- Fisuras tipo piel de cocodrilo relacionadas a cargas
- Índice de Regularidad Internacional

2.3. Justificación de la Investigación.

De acuerdo con El-Ashwah et al (2021) las metodologías mecanística-empíricas (M-E) son las más recientes para el diseño de pavimentos flexibles, lo que significa un avance metodológico respecto a los métodos de diseño empíricos, tal como se muestra en la Figura 5. Los primeros métodos de diseño en la historia de los pavimentos estuvieron basados en la experiencia, posteriormente los métodos empíricos a base de pruebas en carretera tuvieron una gran acogida, tal es el caso del método AASHTO 93 que actualmente aún es ampliamente usado por las agencias de transporte. Por otro lado, los métodos M-E como la guía de diseño MEPDG tiene un enfoque distinto, el propósito del diseño es evaluar que la predicción del deterioro del pavimento no supere durante su vida útil los límites establecidos (AASHTO, 2015).

Figura 5

Desarrollo de los métodos de diseño de pavimentos flexibles



Nota. La línea de tiempo muestra la evolución de los métodos de diseño de pavimentos. La guía MEPDG fue presentada el 2004 y una de sus últimas actualizaciones es la AASHTOWare Pavement ME Design del 2015. Tomado de “A simplified mechanistic-empirical flexible pavement design method for moderate to hot climate regions” por El-Ashwah et al., 2021.

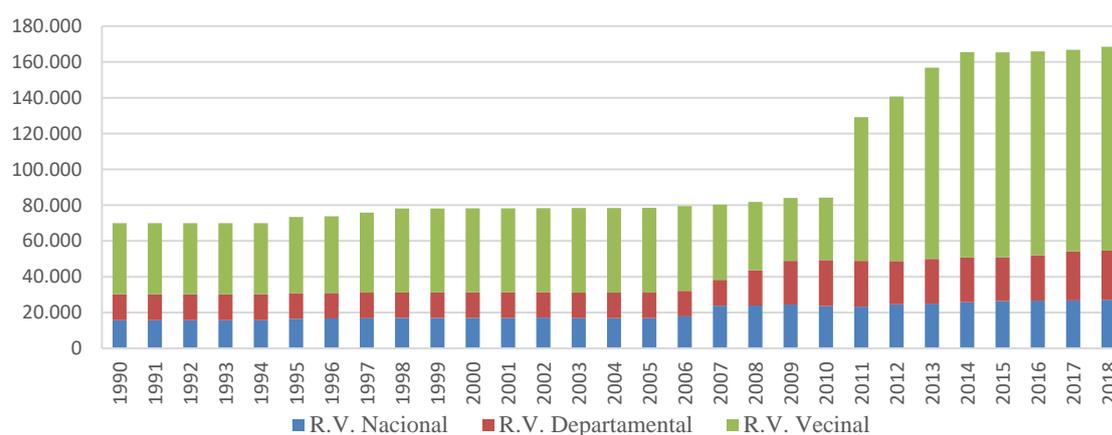
La importancia de un diseño con el método MEPDG es conocer el comportamiento del pavimento durante el periodo de diseño. Este método usa modelos de predicción de desempeño para estimar el daño acumulado del pavimento en el tiempo, los cuales pueden ser calibrados considerando los factores locales de material, tráfico y clima (Wu et al, 2016). La predicción del deterioro puede ser integrado con la gestión de mantenimiento y rehabilitación

del pavimento. De acuerdo con el Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2021) el 33% de la Red Vial Nacional se encuentra en un estado regular o malo. También menciona que dicho estado de la infraestructura vial es explicado por la complicada topografía y las condiciones climáticas, el cual puede ser considerado en el diseño con el método MEPDG.

El crecimiento de la infraestructura vial en el Perú hace necesario la incorporación de métodos más sofisticados y confiables de diseño, de tal manera que los deterioros prematuros y constantes intervenciones de rehabilitación no afecten a los usuarios. De acuerdo con el último registro anual del MTC (2018) la red vial peruana alcanza 168 473 km de longitud construidos, el doble en comparación con el año 2010, esta evolución en longitud de la infraestructura vial nacional se aprecia en la Figura 6. Además, los costos asociados al mantenimiento vial para el mismo año alcanzaron un 32% de todo el gasto gubernamental en infraestructura vial (MTC, 2021). Entendiendo el crecimiento y el gasto asociado a la infraestructura vial es necesario asegurar la confiabilidad del diseño estructural y funcional, esto puede ser logrado con la incorporación del método MEPDG.

Figura 6

Crecimiento de la infraestructura vial en el Perú

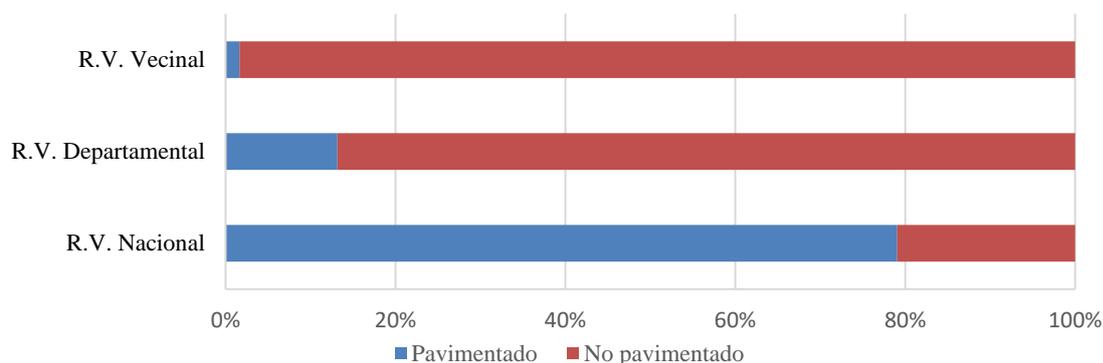


Nota. Los números representan la longitud en km de infraestructura vial para los años comprendidos entre 1990 y 2018. Adaptado de “Infraestructura nacional existente del Sistema Nacional de Carreteras, según superficie de rodadura: 1990-2018” por MTC., 2018.

La situación de la red vial desde la perspectiva del usuario está relacionada con el tipo y la calidad de la superficie de rodadura, por lo que es necesario enfatizar en un diseño confiable. De acuerdo con las últimas cifras publicadas por el MTC existe una brecha importante para mejorar la superficie de rodadura a un estado pavimentado, este valor es significativo para la red vial departamental y vecinal, tal como se aprecia en la Figura 7 (MTC, 2018). La calidad funcional de la superficie de rodadura expresado en el Índice de Regularidad Superficial (IRI) está relacionado con los costos de operación vehicular, el cual según Sime et al (2021) crecen con la irregularidad del pavimento. Con el modelo MEPDG se obtiene el IRI teórico para el periodo de diseño, el cual es un punto de partida para programar las intervenciones necesarias y mejorar las condiciones de la infraestructura vial.

Figura 7

Clasificación de la red vial peruana por superficie de rodadura



Nota. El gráfico muestra en porcentaje la longitud de la infraestructura vial con superficies de rodadura pavimentado y no pavimentado. Adaptado de “Infraestructura nacional existente del Sistema Nacional de Carreteras, según superficie de rodadura: 1990-2018” por MTC., 2018.

La realidad vehicular nacional supera en carga y configuración a los vehículos usados en las pruebas de carretera realizadas en los años 50 para obtener las metodologías empíricas de AASHTO. Incorporar en el diseño el concepto de espectro de carga permite modelar diferentes condiciones de tráfico, el cual determina el diseño estructural del pavimento (Wu et al, 2016; Peng et al, 2022). Varios estudios indican que la sobrecarga vehicular, incorporado al diseño MEPDG con los espectros de carga, reduce la vida de servicio del

pavimento (Rys et al, 2016; Bilodeau et al, 2017; Titi et al, 2018; Rahmawati et al, 2019; Bosso et al, 2020; Hatoum et al, 2022). En el ámbito nacional, los estudios en diferentes tramos de la red vial nacional de Martínez (2015) y Jaña (2016) han demostrado que la sobrecarga vehicular es un problema presente en las carreteras peruanas.

La diversidad climática del Perú genera un amplio rango de combinaciones para los valores de las variables influyentes en el desempeño del pavimento flexible. En el mapa de clasificación climática se definió 38 tipos de climas a nivel nacional, de los cuales los climas muy lluviosos, lluviosos y áridos son los que representan la mayor cantidad de área territorial (SENAMHI, 2021). La comparación de temperatura y precipitación en estos sectores climáticos alcanzan diferencias notables, el cual es necesario que se considere en los métodos de diseño. Según Kodippily et al (2020) las condiciones de deformación crítica para fatigas en el pavimento flexible pueden ser alcanzados incluso sin la influencia de carga vehicular, solamente ante circunstancias de clima y humedad. En ese sentido, es justificable que los modelos mecanístico-empíricos aborden la influencia climática.

En resumen, el avance metodológico que significa la implementación del modelo MEPDG sobre los actuales métodos empíricos de diseño es significativo. Esto permitirá estar alineados con el conocimiento científico en diseño de pavimentos de otros países, cuyo método M-E lo tienen implementado e incluso calibrado para sus condiciones locales. En nuestro país, la infraestructura vial está en crecimiento y la pavimentación de estas carreteras requiere métodos confiables de diseño que sean aplicables a la realidad nacional, considerando sus características propias de tráfico y clima. El diseño estructural de pavimentos por medio de los métodos M-E puede garantizar mejores condiciones de transitabilidad, lo cual permitirá reducir los costos de transporte creando beneficio al usuario final e indirectamente a la economía nacional.

2.4. Objetivos de la Investigación

2.4.1. Objetivo General

Estudiar si la incorporación de las variables locales en el diseño mecanístico-empírico MEPDG tiene influencia en la predicción del deterioro del pavimento flexible de la carretera Puquina-Omate.

2.4.2. Objetivos Específicos

- Estudiar la influencia de las variables climáticas locales en la predicción del deterioro del pavimento flexible de la carretera Puquina-Omate mediante la metodología mecanística-empírica MEPDG.
- Estudiar la influencia de las variables de tráfico vehicular local en la predicción del deterioro del pavimento flexible de la carretera Puquina-Omate mediante la metodología de diseño MEPDG.
- Estudiar la influencia de las propiedades mecánicas de los materiales requeridos por la metodología mecanística-empírica MEPDG en la predicción del deterioro del pavimento flexible de la carretera Puquina-Omate.

Capítulo III: Marco teórico

3.1. Antecedentes del Problema.

El incremento de investigaciones relacionadas a metodologías M-E para el diseño de pavimentos es notable en los últimos años, sin embargo, es evidente el retraso en su implementación como método oficial. El-Ashwah et al (2021) en su propósito de crear un método simplificado de diseño para pavimentos flexibles en regiones calurosas citó una encuesta donde mostró que las agencias de transporte de EEUU usan mayoritariamente métodos empíricos de diseño como AASHTO 93 o versiones anteriores. Los estudios de Li et al (2019) y Saady et al (2023) sobre la implementación del MEPDG concuerdan en resaltar que el principal reto de aplicar estos métodos es la gran cantidad de data climática y de tráfico que requieren. Además, resaltan la necesidad de ensayos avanzados para la caracterización de los materiales y la calibración de las funciones de transferencia para calcular los deterioros.

Otra limitante en la implementación de modelos M-E es la disponibilidad del software de diseño, por lo que se han presentado progresivamente diferentes alternativas para el análisis iterativo de la metodología. Varios estudios (Wu et al, 2016; Gong et al, 2017; Rahman & Gassman, 2018; El-Ashwah et al, 2021; Justo-Silva et al, 2022; Saady et al, 2023) usaron el software norteamericano AASHTOWare Pavement Design ME o alguna versión anterior para calibrar el modelo MEPDG en diferentes regiones del mundo. Los valores por defecto de las variables en este software fueron calibrados usando investigaciones norteamericanas, por lo que es necesario usar valores locales al implementarlo en otras regiones. Otras alternativas de software son FlexPAVE calibrado con información del estado de Carolina del Norte (Wang et al, 2018), TxME calibrado con estudios del estado de California (Masad et al, 2022) y CRME creado y calibrado para el diseño de pavimentos flexibles en Costa Rica (Ávila et al, 2018).

Los diversos softwares de diseño M-E mencionados implementan diferentes modelos para calcular las respuestas mecánicas y el deterioro en el pavimento. Un factor común de los softwares MEPDG, CalME y CRME es el uso de la Teoría Elástica Lineal de Multicapas (MLET) para calcular los esfuerzo y deformaciones a diferentes profundidades en la estructura del pavimento flexible (AASHTO, 2015; Ávila et al, 2018; Masad et al, 2022). Por otro lado, Wang et al (2018) en su proceso de desarrollar un nuevo criterio de falla para el modelo del software FlexPAVE indicó que este software usa el método de elementos finitos en tres dimensiones considerando cargas en movimiento para calcular las respuestas mecánicas. Para todos los softwares anteriormente mencionados el daño calculado en el pavimento es acumulativo en el tiempo.

Los resultados del modelo MEPDG en el diseño de pavimentos han sido corroborados y validados con pavimentos sujetos a diferentes condiciones climáticas y de tráfico. Estudios de Wu et al (2016) y Justo-Silva et al (2022) concluyeron que es una de las mejores herramientas que adicional al diseño también puede ser usado para planificar intervenciones de rehabilitaciones basándose en la predicción del desempeño. En el estudio de Jaña (2016), después de comparar diseños de pavimentos rígidos y flexibles en el Perú con diferentes metodologías afirmó que el modelo de diseño AASHTO 93 no garantiza un buen desempeño del pavimento durante su vida de servicio. Adicionalmente, Ahmed et al (2022) concluyó que la predicción de vida de servicio del pavimento es más preciso cuando es calculado con el modelo MEPDG respecto a los modelos empíricos de AASHTO.

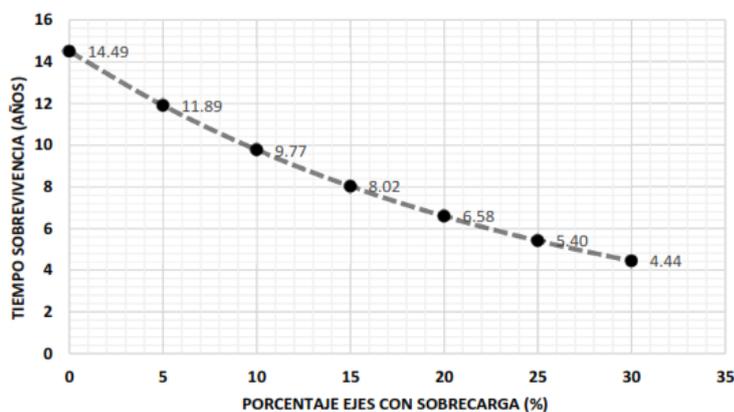
En el estado del arte diversos estudios han profundizado el análisis de las variables requeridas para la implementación de las metodologías M-E. El modelo MEPDG profundiza en la caracterización de las variables de tráfico y cómo estas influyen en el comportamiento del pavimento. Investigaciones de Mahajan et al (2022) y Zhao et al (2022) estudiaron la incorporación de la característica dinámica de las cargas vehiculares en el

diseño M-E, estos concluyeron que el efecto dinámico incrementa el efecto de la sobrecarga en el deterioro. Esta afirmación es concordante con el estudio de Canestrari & Ingrassia (2020) el cual concluyó que el principal factor que contribuye a las fisuras por fatiga en el pavimento son las cargas vehiculares. Adicionalmente, Peng et al (2022) estudió los datos de pesaje en movimiento de la variable de tráfico en el modelo MEPDG y concluyó que los espectros de carga desempeñan un papel crítico en el diseño estructural del pavimento.

La sobrecarga vehicular es una característica recurrente en la caracterización del tráfico vehicular. Diversos estudios (Titi et al, 2018; País et al, 2019; Bosso et al, 2020; Hatoum et al, 2022) concluyeron que la sobrecarga acelera el deterioro del pavimento y reduce la vida de servicio de la estructura. Los resultados de Hatoum et al (2022) mostrados en la Figura 8 indican que el incremento de ejes con sobrecarga de 0% a 20% acelera el deterioro por fatiga en los pavimentos flexibles con RAP en más del 55%. Asimismo, País et al (2019) estudió la influencia de la sobrecarga del tráfico de Portugal en el espesor del pavimento, el cual concluyó que el espesor de capa se incrementa entre 3.5% a 5%. En el ámbito nacional, el estudio de tráfico de Jaña (2016) en un tramo de la red vial nacional en Piura evidenció que el porcentaje de vehículos con sobrecarga puede alcanzar un 56% para ejes tándem.

Figura 8

Influencia de la sobrecarga en la vida de servicio del pavimento

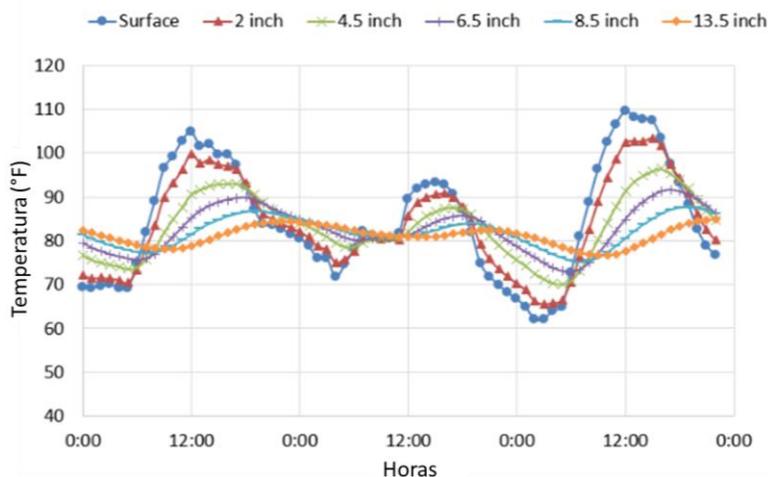


Nota. El gráfico muestra que a mayor incremento del porcentaje de vehículos con sobrecarga se reduce la vida de servicio del pavimento. Tomado de “Survival analysis for asphalt pavement performance and assessment of various factors affecting fatigue cracking based on LTPP data” por Hatoum et al., 2022.

Los efectos de las condiciones climáticas en los resultados de los modelos M-E también han sido investigadas extensivamente. Yang et al (2019) en su propósito de crear zonas de desempeño para pavimentos flexibles en el estado de Michigan consideró las variables de temperatura del aire, temperatura del pavimento y los deterioros calculados con el modelo MEPDG. Dentro de los resultados indicó que las fisuras térmicas y ahuellamiento son dependientes a la temperatura del pavimento y la profundidad, tal como se muestra en la Figura 9. Estos resultados son coherentes con el estudio para crear un mapa zonificado de temperatura en el estado de Nuevo Mexico de Hasan & Tarefder (2018), el cual concluyó al comparar regiones cálidas de frías que la predicción del ahuellamiento y la fatiga es un 45% y 225% mayor, respectivamente.

Figura 9

Temperatura del pavimento a diferentes profundidades



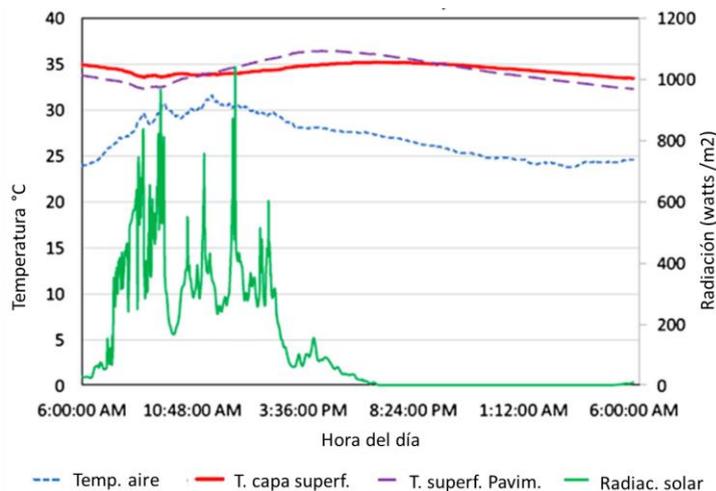
Nota. El gráfico representa la temperatura del pavimento para cada hora durante tres días de estudio. Se muestra la medición a diferentes profundidades. Tomado de “Pavement performance zone based on mechanistic-empirical design and temperature indices” por Yang et al., 2019.

Otras variables climáticas para considerar son la radiación y la humedad presentes durante el ciclo de vida. Alam-Khan et al (2022) propuso un modelo mejorado respecto al

software MEPDG para calcular la temperatura del pavimento influenciado por la radiación. Sus principales hallazgos indican que el actual modelo de radiación incorporado en el software de diseño es impreciso e inconsistente, además, que los principales componentes del sistema de balance de calor son la radiación solar y la radiación reflejada por el pavimento. El estudio de Kodippily et al (2020) luego de monitorear por más de tres años carreteras australianas concluyó que la radiación solar influye en la temperatura del pavimento, esto se muestra en la Figura 10. El mismo estudio analizó la influencia de la humedad en el deterioro del pavimento, el cual indicó que se alcanzan condiciones críticas de deformación por fatiga en el pavimento cuando las condiciones de humedad y temperatura están en constante cambio, incluso sin la influencia de la carga vehicular.

Figura 10

Influencia de la radiación solar en la temperatura del pavimento



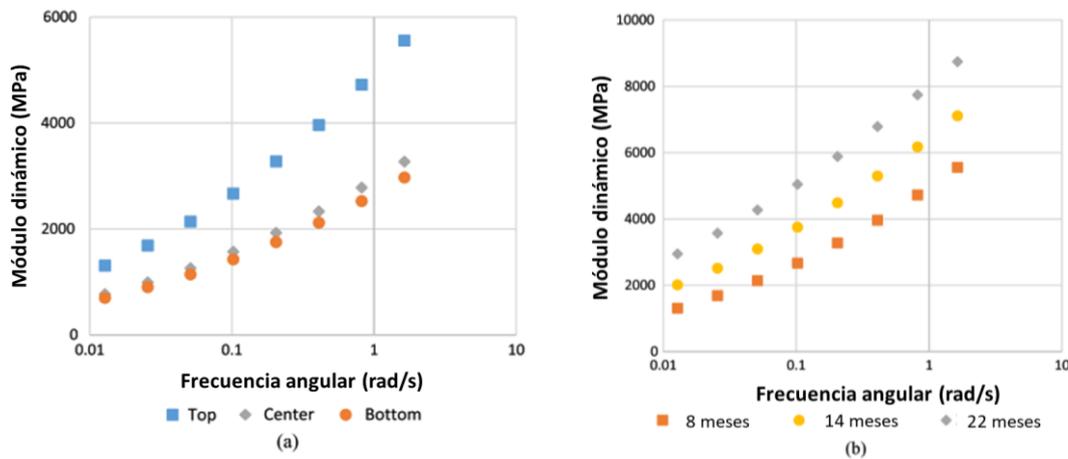
Nota. El gráfico muestra que la temperatura en la superficie del pavimento es mayor a la temperatura ambiental, donde la radiación solar desempeña un rol importante. Tomado de “Effects of extreme climatic conditions on pavement response” por Kodippily et al., 2020.

Los efectos de las condiciones climáticas afectan directamente las propiedades mecánicas de la capa asfáltica. La investigación de Ling et al (2017) estudió el comportamiento del módulo dinámico de la mezcla asfáltica a diferentes profundidades considerando pavimentos envejecidos en laboratorio y en campo. Los resultados mostraron

que las mezclas envejecidas son más rígidas y frágiles (mayores valores de módulo dinámico), tal como se muestra en la Figura 11. Esto incrementa las fisuras por fatiga y las fisuras térmicas. Análogamente, el estudio de Luo et al (2018) en su propósito de crear un mapa norteamericano para desarrollar un modelo de fisuras de arriba-abajo en el pavimento flexible resaltó que los mayores módulos y la mayor cantidad de vacíos de aire se presentan en la superficie del pavimento envejecido, decreciendo con la profundidad. Esta combinación de factores genera mayor probabilidad de aparición de fisuras.

Figura 11

Incremento del Módulo dinámico debido al envejecimiento de la mezcla



Nota. El gráfico (a) muestra que los mayores módulos dinámicos se presentan en la superficie de la carpeta asfáltica (Top). Estos resultados son coherentes ya que las mezclas más envejecidas son las que presentan mayor módulo dinámico (b). Tomado de “Time-temperature-aging-depth shift functions for dynamic modulus master curves of asphalt mixtures” por Ling et al., 2017.

En el ámbito nacional algunos estudios han buscado implementar el modelo climático EICM de la metodología MEPDG para ser usado en el diseño de pavimentos. Maximiliano (2016) trabajó con datos climáticos de la región Callao y propuso un procedimiento para obtener los archivos con extensión “.icm” usados en el software de diseño MEPDG. Sus resultados luego de generar el archivo climático virtual “Región Callo-Pe.icm” fueron verificados realizando un diseño de pavimento flexible. Análogamente, Yufra (2018) y Noguera (2020) crearon los archivos climáticos del MEPDG con información climática de las

regiones de Tacna y Arequipa, respectivamente. Después de analizar la sensibilidad de las variables climáticas, Yufra (2018) concluyó que para la aplicación del método MEPDG en el diseño es necesario la calibración total con las condiciones locales.

Algunos estudios teorizaron en la influencia económica de considerar el uso de métodos M-E en lugar de los actuales modelos empíricos. El estudio de Wu et al (2016) realizó un análisis de costo de ciclo de vida en su proceso de implementación del método AASHTOWare Pavement ME design en el estado de Luisiana. Los resultados indicaron que una completa implementación del método M-E puede reducir los costos totales (construcción y mantenimiento) en promedio un 7.4%. Por otro lado, el estudio de Pais et al (2019) al relacionar los espesores del pavimento con los costos de construcción encontró que considerar la sobrecarga vehicular con el método MEPDG se incrementa los costos en un 30% respecto a un diseño con cargas legales. En el ámbito nacional, Huallpa & Estrada (2019) luego de comparar el diseño de un tramo de carretera en la ciudad de Juliaca calculado con los métodos MEPDG y AASHTO 93 concluyeron que el primer método reduce los costos totales.

En el ámbito nacional se realizaron investigaciones relacionadas al uso e implementación de la metodología MEPDG. Publicaciones relacionadas de Tafur (2014) y Martínez et al (2016) se enfocaron en comparar los valores del indicador IRI calculados mediante el MEPDG con las mediciones empíricas hechas en un tramo de la red vial nacional en la región de Lambayeque. Los resultados mostraron que existe una buena correlación entre ambos valores ($R^2 = 0.9758$), incluso considerando como variable de tráfico los espectros de carga de Nivel 3. Adicionalmente, al comparar métodos de diseño para un pavimento flexible en Nuevo Chimbote (Ancash), Leon (2020) obtuvo como resultado que el espesor del pavimento con el método MEPDG es 33% mayor respecto al diseño AASHTO 93. En esta

investigación la mayor cantidad de variables de tráfico y clima requeridos por el método MEPDG fueron caracterizadas a Nivel 3.

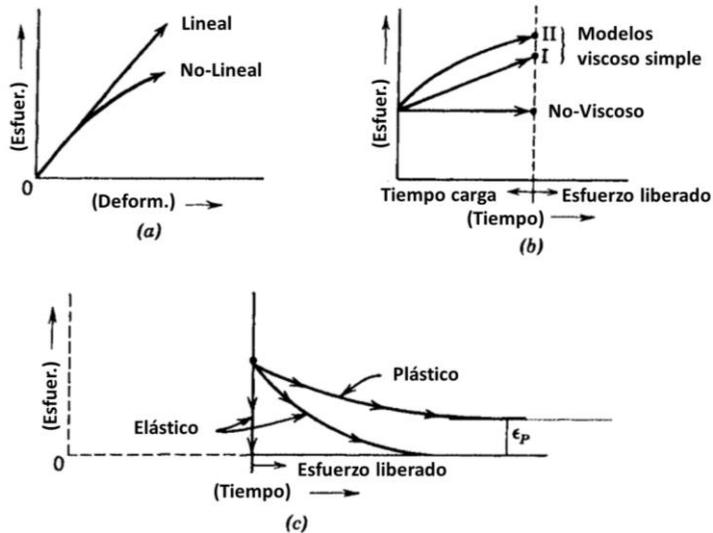
3.2. Bases Teóricas.

3.2.1. Comportamiento Mecánico de los Materiales

Los pavimentos flexibles son estructuras conformadas por varias capas superpuestas y alineadas de manera relativamente horizontal, las mismas que están conformadas por materiales seleccionados. La función estructural de estos pavimentos es soportar las cargas dinámicas vehiculares y a las condiciones climáticas a las cuales están expuestas. La finalidad es asegurar un paso seguro y confortable de los vehículos que lo transitan durante su periodo de vida útil. La estructura del pavimento suele estar construida sobre una superficie de terreno de fundación llamada también subrasante, la cual puede ser estabilizada o mejorada para cumplir los requisitos de resistencia previstos en el diseño (Rondón & Reyes, 2007).

El comportamiento mecánico de estas estructuras está íntimamente ligado al tipo de material usado para su construcción. En las estructuras clasificadas como pavimentos flexibles los principales materiales usados para su construcción son materiales granulares, asfálticos y en ocasiones materiales cementados para el tratamiento de las capas granulares. Las respuestas de cada material ante sollicitaciones externas como tráfico y clima son diferentes en cada uno de ellos, por lo que para su estudio requiere clasificarlos de acuerdo con sus propiedades mecánicas.

De acuerdo con Yoder & Witczak (1991) las características de las respuestas del comportamiento de un material se pueden clasificar en tres grupos, tal como se muestra en la Figura 12. El primer grupo de la Figura 12(a) evidencia que la relación entre el esfuerzo y deformación define la linealidad o no-linealidad del material. El segundo grupo de la Figura 12(b) grupo muestra que el comportamiento de la deformación en el tiempo sometido a un nivel de esfuerzo define su característica de viscosidad o no-viscosidad. Finalmente, el tercer grupo la Figura 12(c) se caracteriza por el grado de recuperación de la deformación después de aplicado el esfuerzo al material, esto define su característica elástica o plástica.

Figura 12*Características de las respuestas de un material*

Nota. El gráfico (a) muestra el comportamiento lineal o no-lineal de un material, el gráfico (b) muestra el comportamiento viscoso o no-viscoso de un material y el gráfico (c) muestra el comportamiento elástico o plástico de un material. Tomado de "Principles of pavement design" por Yoder & Witczak, 1991.

3.2.1.1. Características de Linealidad. El comportamiento de un material es considerado lineal cuando la relación entre el cambio de esfuerzo aplicado y la variación de la deformación ocasionada es constante. En la práctica, este tipo de comportamiento no representa a la mayoría de los materiales usados en la construcción de pavimentos flexibles, sobre todo cuando se tiene altos esfuerzos actuantes. Por otro lado, si un material tiene un comportamiento no-lineal entonces el cambio de su deformación debido a la aplicación de esfuerzos no es constante, esto hace que la gráfica Esfuerzo-Deformación no se aproxime a una función lineal. Este comportamiento de no-linealidad está presente en materiales no tratados y suelos.

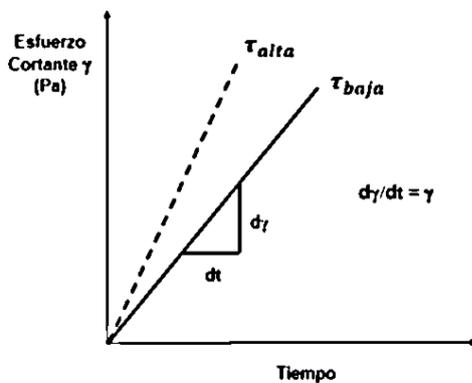
3.2.1.2. Características de Viscosidad. Las propiedades mecánicas de la capa asfáltica son diferentes a las propiedades de las capas granulares. Los materiales asfálticos son caracterizados por su comportamiento viscoso, cuya propiedad física expresa la resistencia al movimiento. El asfalto es un material termo-dependiente, tiene un comportamiento rígido y elástico a bajas temperaturas, pero a altas temperaturas su

comportamiento es similar al de un fluido, lo que hace necesario estudiar su viscosidad. Adicionalmente, el estudio de la capa asfáltica requiere considerar las constantes cargas dinámicas a las cuales estará sometida después de su construcción, es por ello que precisa determinar la viscosidad dinámica del ligante.

Para la medición de la viscosidad dinámica en laboratorio se requieren los datos de la gráfica Esfuerzos cortantes vs Tiempos de respuesta del material, esto proporciona la Tasa de deformación del material, tal como se muestra en la Figura 13. Posteriormente, el valor de la viscosidad se calcula mediante la relación entre el Esfuerzo cortante y la Tasa de deformación, ilustrado en la Figura 14. Uno de los ensayos de laboratorio más aceptado para caracterizar la propiedad viscosa del asfalto es mediante el aparato Reómetro de corte dinámico, normado mediante el AASHTO T315.

Figura 13

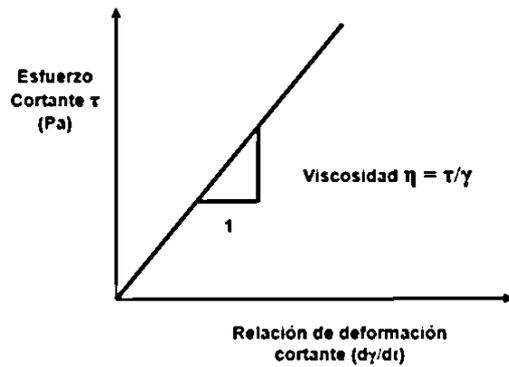
Gráfica Esfuerzo cortante vs Tiempo de respuesta del ligante asfáltico



Nota. El gráfico muestra la relación entre la tensión provocada en un material por un esfuerzo cortante y el tiempo de deformación. Si el esfuerzo cortante es mayor (línea discontinua) entonces la línea es más pronunciada ya que la deformación es mayor. Tomado de “Teorías para calcular esfuerzos, deformaciones y deflexiones en pavimentos flexibles: un enfoque mecanicista” por Coria Gutiérrez et al, 2018.

Figura 14

Gráfica Esfuerzo cortante vs Tasa de deformación cortante



Nota. El gráfico muestra que la relación entre el esfuerzo cortante (τ) y la relación de deformación cortante ($\tau/\dot{\gamma}$) define la viscosidad de un material. Tomado de “Teorías para calcular esfuerzos, deformaciones y deflexiones en pavimentos flexibles: un enfoque mecanicista” por Coria Gutiérrez et al, 2018.

3.2.1.3. Características de Recuperación. Las características de recuperación de un material se pueden expresar de dos formas, mediante un comportamiento elástico o plástico.

A. *Material Elástico.* Los principios de la teoría de elasticidad tienen sus bases en los estudios realizados por Hooke (s. XVII), quién encontró una relación entre el esfuerzo aplicado a un cuerpo en una dirección con su deformación en la misma dirección, en materiales elásticos esta deformación ocasionada es completamente recuperable. Esta relación es lo que se conoce como el Módulo de elasticidad del material y es aplicable para deformaciones pequeñas en comparación con las dimensiones del cuerpo. Considerando solo una dimensión de estudio y un comportamiento dentro del rango elástico del material la ley de Hooke se expresa en la Ecuación 1.

$$E = \frac{\sigma_z}{\varepsilon_z}$$

Ecuación 1

Donde:

E = Módulo de elasticidad.

σ_z = Esfuerzo en la dimensión vertical.

ε_z = Deformación unitaria vertical.

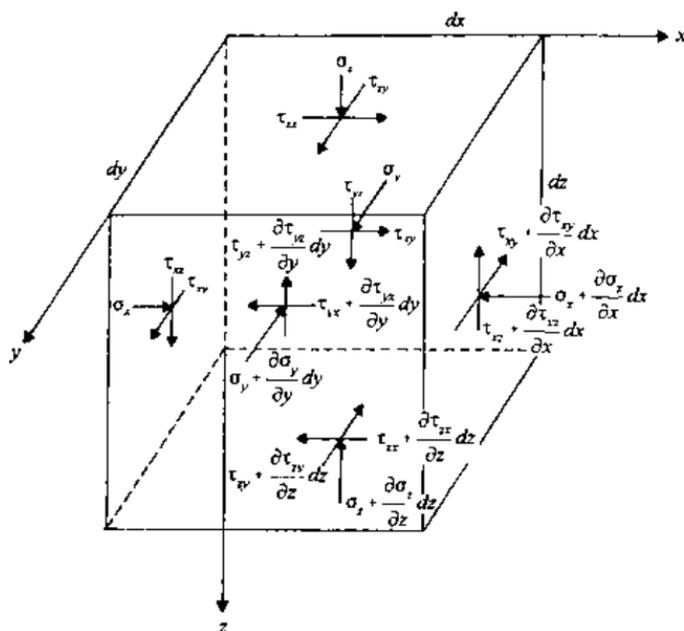
En los materiales reales las propiedades mecánicas pueden ser diferentes dependiendo de la dirección de análisis del material, debido a ello para simplificar los cálculos se introducen ciertos conceptos que se asumen como válidos en el estudio de los materiales. Estas simplificaciones se describen a continuación.

- Isotropía. Considera que los parámetros mecánicos de un material son los mismos en todas las direcciones de análisis. Esto simplifica el número de parámetros elásticos a solo dos: Módulo de elasticidad y Coeficiente de Poisson.
- Homogeneidad. Las propiedades mecánicas de un material son los mismos dentro de una región del material.

De manera general, las deformaciones unitarias de un cuerpo tridimensional homogéneo e isotrópico sometido a esfuerzos en sus tres direcciones principales, tal como se muestra en la Figura 15, y actuando dentro del rango elástico del material se relacionan matemáticamente por la Ecuación 2 hasta la Ecuación 4.

Figura 15

Esfuerzos y deformaciones normales y cortantes en un cuerpo tridimensional



Nota. El gráfico muestra las deformaciones unitarias generadas en los tres ejes principales de las seis caras de un objeto tridimensional sometido a esfuerzos. Tomado de "Advanced soil mechanics" por Das, B. M., 2008.

$$\varepsilon_x = \frac{1}{E} (\sigma_x - \nu(\sigma_y + \sigma_z)) \quad \text{Ecuación 2}$$

$$\varepsilon_y = \frac{1}{E} (\sigma_y - \nu(\sigma_x + \sigma_z)) \quad \text{Ecuación 3}$$

$$\varepsilon_z = \frac{1}{E} (\sigma_z - \nu(\sigma_x + \sigma_y)) \quad \text{Ecuación 4}$$

Donde:

ε_i = Deformaciones unitarias normales en la dirección de análisis i.

σ_i = Esfuerzos normales en la dirección de análisis i.

ν = Coeficiente de Poisson.

Por otro lado, las deformaciones y esfuerzos cortantes también se relacionan en el rango elástico del material, esta constante se denomina Módulo de cortante elástica (G). Para un cuerpo tridimensional homogéneo e isotrópico las ecuaciones del módulo cortante en las tres componentes cartesianas principales se muestran en la Ecuación 5 hasta Ecuación 7.

$$\gamma_{xy} = \frac{\tau_{xy}}{G} \quad \text{Ecuación 5}$$

$$\gamma_{xz} = \frac{\tau_{xz}}{G} \quad \text{Ecuación 6}$$

$$\gamma_{yz} = \frac{\tau_{yz}}{G} \quad \text{Ecuación 7}$$

Donde:

γ_{ij} = Deformación cortante unitaria en el plano ij.

τ_{ij} = Esfuerzo cortante en el plano ij.

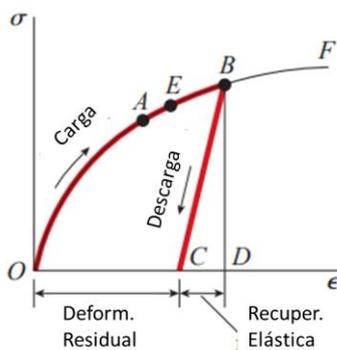
El Módulo cortante elástico (G) se relaciona con el Módulo de elasticidad (E) mediante el coeficiente de Poisson (ν), cuya representación matemática se muestra en la Ecuación 8.

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad \text{Ecuación 8}$$

B. **Material Plástico.** El comportamiento plástico de un material se presenta cuando la influencia de un esfuerzo sobrepasa su límite elástico, lo cual genera una deformación plástica no recuperable luego de aplicado el esfuerzo, tal como se muestra en la Figura 16. El estudio de un material bajo estas condiciones plásticas permite determinar su comportamiento sometido a cargas repetitivas, el cual se representa con el Módulo resiliente (M_r) del material. La deformación plástica del material ante estas cargas cíclicas se acumula y resulta en una deformación permanente.

Figura 16

Diagrama esfuerzo-deformación de un material en estado plástico



Nota. El gráfico muestra que la deformación total está compuesta por deformación plástica (residual strain) y deformación elástica (elastic recovery) en materiales donde se ha superado su límite de elasticidad (Punto E). Tomado de "Mechanics of materials" por Gere & Goodno, 2012.

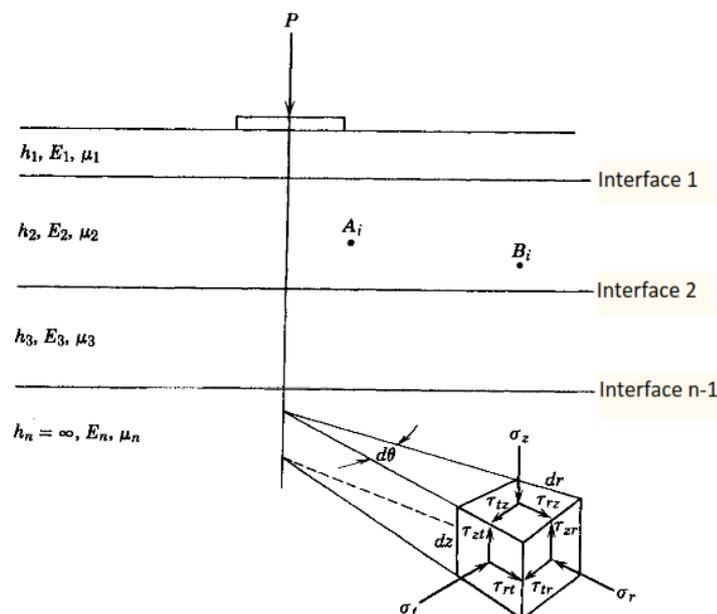
3.2.2. Teoría de Multicapa Elástica

Dentro de los principios mecánicos para el análisis de pavimentos flexibles se usa la Teoría de multicapa elástica (MLET) para encontrar los esfuerzos y deformaciones en la estructura del pavimento sometido a una carga. El concepto general de esta teoría de acuerdo con Yoder & Witczak (1991) se ilustra en la Figura 17. Además, para el desarrollo de la teoría MLET se consideraron los siguientes seis supuestos:

- El material no tiene peso y es infinito en extensión horizontal.
- El espesor de cada capa es finito excepto en la capa más inferior donde tiene un espesor infinito.
- Cada capa es homogénea, isotrópica y linealmente elástica.
- Se desarrolla fricción completa en las interfaces de cada capa.
- No se presentan fuerzas cortantes en la superficie del pavimento.
- En cada capa los esfuerzos son caracterizados por dos propiedades del material: Módulo elástico (E) y Coeficiente de Poisson (ν).

Figura 17

Concepto general de la Teoría de multicapa elástica



Nota. El gráfico ilustra el sistema elástico de multicapas para n capas. Debido a que se considera que la propiedad de cada capa es homogénea las propiedades del punto A son iguales al punto B. Tomado de "Principles of pavement design" por Yoder & Witczak, 1991.

De la figura anterior se puede observar que para el análisis de un punto en el material existen 9 esfuerzos en total, 3 esfuerzos normales actuando perpendicular a las caras y 6 esfuerzos cortantes actuando paralelo a las caras. Los esfuerzos y deformaciones presentes se relacionan a través del coeficiente del Módulo elástico y el Coeficiente de Poisson, esto se mostró en la sección anterior, Ecuación 2 hasta la Ecuación 4. En una condición de equilibrio estático los esfuerzos cortantes actuantes son iguales para dos caras que se intersecan. Además, para cada punto del sistema existe una orientación del elemento donde los esfuerzos cortantes en cada cara son iguales a cero, lo que determina que los esfuerzos normales sean considerados principales: σ_1 , σ_2 y σ_3 .

El estado del arte sobre el cálculo de los esfuerzos y deformaciones en la estructura de un pavimento sometido a carga se inició considerando un sistema monocapa. Para una estructura de una capa con carga puntual la solución fue derivada de la ecuación de Boussinesq que consideraba que el esfuerzo vertical solo dependía de la profundidad y la distancia radial, ignorando las propiedades del material. En un sistema de dos capas la solución fue dada por Burmister, el que asume un material homogéneo, isotrópico y elástico. Posteriores investigaciones estudiaron para un sistema de tres capas y luego N capas (Yoder & Witczak, 1991).

La solución de un sistema multicapa elástico asume una función de esfuerzos (ϕ) que satisface la relación de la Ecuación 9. Esta ecuación debe cumplirse para cada una de las capas constituyentes del pavimento (Ahmed, 2014).

$$\nabla^4 \phi = 0$$

Ecuación 9

$$\nabla^4 = \left(\frac{\partial^2}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial r} + \frac{\partial^2}{\partial z^2} \right) \left(\frac{\partial^2}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial r} + \frac{\partial^2}{\partial z^2} \right)$$

Ecuación 10

Donde:

∇^4 = Operador Laplace.

r, z = Coordenadas cilíndricas.

Después de conocer la función de esfuerzos (ϕ), los esfuerzos y deformaciones son obtenidos de la matriz en el Figura 18, donde se relaciona el módulo elástico (E), coeficiente de Poisson (ν), esfuerzo normal (σ), esfuerzo cortante (τ), desplazamiento vertical (w) y desplazamiento radial (u). Un estudio detallado para la solución de estas ecuaciones considerando las condiciones de límite y continuidad de las capas se presenta en el libro de Huang (2004).

Figura 18

Esfuerzos y desplazamiento de la solución de la MLET

$$\begin{bmatrix} \sigma_z \\ \sigma_r \\ \sigma_t \\ \tau_{rz} \\ w \\ u \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} (2-\nu) \frac{\partial}{\partial z} & -\frac{\partial^3}{\partial z^3} \\ \nu \frac{\partial}{\partial z} & -\frac{\partial}{\partial z} \frac{\partial^2}{\partial r^2} \\ \nu \frac{\partial}{\partial z} & -\frac{\partial}{\partial z} \frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial r} \\ (1-\nu) \frac{\partial}{\partial r} & -\frac{\partial}{\partial r} \frac{\partial^2}{\partial z^2} \\ \frac{1+\nu}{E} (1-2\nu) & \frac{1+\nu}{E} \left(\frac{\partial^2}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial r} \right) \\ 0 & -\frac{1+\nu}{E} \left(\frac{\partial^2}{\partial r \partial z} \right) \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \nabla^2 \phi \\ \phi \end{bmatrix}$$

Nota. El sistema de matrices es usado para calcular las respuestas aximétricas de esfuerzos y deformaciones en el sistema elástico de multicapas. Tomado de "Mechanistic-Empirical Modelling of Flexible Pavement Performance: Verifications Using APT Measurements" por Ahmed, A. W., 2014.

3.3. Marco Conceptual.

3.3.1. Metodologías de Diseño AASHTO 93 y MEPDG

Los modelos más antiguos de diseño de pavimentos flexibles tenían en cuenta correlaciones experimentales para caracterizar los materiales del pavimento, por lo que se les denomina métodos empíricos. Por otro lado, los métodos de diseño racionales (Navy, Shell e Instituto del Asfalto) consideran la distribución de esfuerzos y deformaciones que presenta el pavimento, a esto se le puede considerar los principios de un enfoque mecanístico asociado al diseño (Montejo, 2002). Con el avance de las investigaciones relacionadas al tema y la aplicación de la tecnología surgió el diseño por métodos mecanístico-empíricos, los cuales además de correlacionar el desempeño del pavimento con ensayos empíricos también tienen en cuenta las propiedades mecánicas de los materiales involucrados.

Dentro de las metodologías de diseño empírico, el principal referente es la guía de diseño AASHTO 93, la cual es ampliamente aceptada y usada para el diseño de pavimentos. Los resultados de este manual están basados en los ensayos de AASHO Road Test realizados en Ottawa, Illinois entre los años 1958 y 1960. La relación obtenida de estos ensayos a escala real con las diferentes características del pavimento se expresa en la Ecuación 11. En posteriores versiones del manual AASHTO se incluyeron nuevos parámetros de diseño, como la confiabilidad, módulo resiliente de los materiales, coeficientes de drenaje y efectos de expansión y/o congelamiento en subrasantes, los cuales conforman la guía AASHTO de 1993, que incluye la Ecuación 12 para el diseño de pavimentos flexibles.

$$\text{Log}(W) = \text{Log}(\rho) + G/\beta$$

Ecuación 11

Donde:

W = Número de cargas de ejes tipo durante el periodo de diseño

ρ = Una función de diseño y variables de carga

G = Logaritmo de la relación de pérdidas de serviciabilidad en un tiempo “t” y de la pérdida potencial para una serviciabilidad de 1.5

β = Una función de diseño y variables de carga

$$\log(W_{18}) = Z_R S_O + 9.36 \log(SN + 1) - 0.20 + \frac{\log(\Delta PSI)}{0.40 + \frac{4.2 - 1.5}{1094 (SN + 1)^{5.19}}} + 2.32 \log(M_R) - 8.07$$

Ecuación 12

Donde:

SN = Número estructural (in).

W_{18} = Número de cargas de 18 kips (8.2 toneladas).

Z_R = Abscisa correspondiente a un área igual a la confiabilidad R en la curva de distribución normalizada.

S_O = Desviación estándar de todas las variables.

ΔPSI = Pérdida de serviciabilidad.

M_R = Módulo resiliente de la subrasante.

Las variables de entrada consideradas en la guía de diseño AASHTO 93 se agrupan de la siguiente manera:

- Variables de tiempo
- Tránsito
- Confiabilidad
- Expansión o congelamiento en subrasantes
- Niveles de serviciabilidad
- Propiedad de los materiales
- Drenaje

El objetivo de usar la Ecuación 12 es obtener el valor del Número Estructural (SN), el cual cuantifica las variables asociadas al diseño, y en base a esto se obtiene los espesores de las capas estructurales del pavimento. La siguiente Ecuación 13 relaciona el valor de Número Estructural (SN) con el espesor de las capas del pavimento, el cual es el objetivo final del

diseño empírico. Es recomendable que el valor del SN requerido de la Ecuación 12 sea ligeramente menor al SN propuesto de la Ecuación 13.

$$SN = a_1 D_1 + a_2 m_2 D_2 + a_3 m_3 D_3 + \dots \quad \text{Ecuación 13}$$

Donde:

a_i = Coeficientes estructurales de la capa respectiva (1/in)

m_i = Coeficientes de drenajes de la capa respectiva

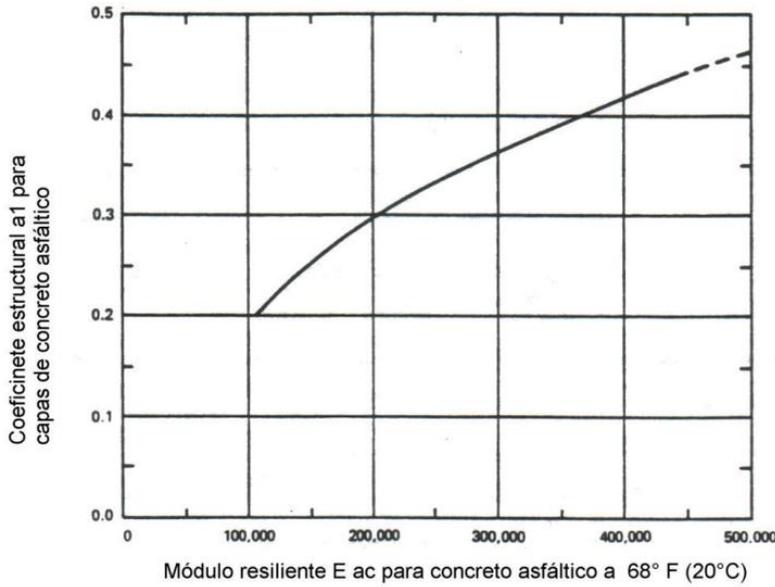
D_i = Espesor de la capa respectiva (in)

Los valores para los coeficientes de drenajes de capa son propuestos en función de la calidad de drenaje y el porcentaje de tiempo que el pavimento está expuesto a niveles de humedad cercanos a la saturación. Los valores recomendados por AASHTO (1993) para un drenaje de “buena calidad” varían desde 1 hasta 1.35.

Los coeficientes estructurales de capa en la Ecuación 13 son estimados mediante correlación con otras propiedades del material usando las siguientes gráficas. Para el caso de la capa asfáltica se usa la propiedad de módulo elástico a una temperatura de referencia de 20°C (68°F) para relacionarlo con el coeficiente estructural, tal como se muestra en la Figura 19. Por otro lado, el coeficiente estructural de la Base Granular está relacionada con las propiedades de CBR, Valor-R, Texas Triaxial y Módulo resiliente, esto se aprecia en la Figura 20.

Figura 19

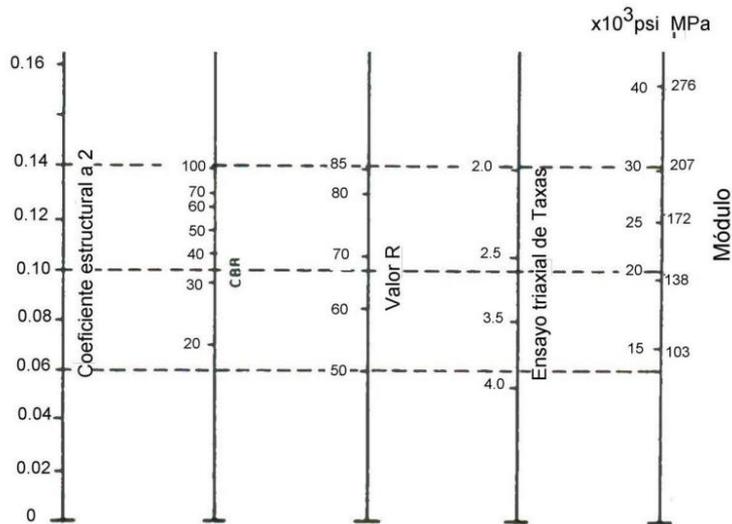
Coeficiente de capa estructural del concreto asfáltico según AASHTO 93



Nota. La gráfica muestra el módulo resiliente de la mezcla asfáltica y su coeficiente estructural asociado para el diseño AASHTO 93. Tomado de “AASHTO Guide for Design of Pavement Structures” por AASHTO, 1993.

Figura 20

Coefficiente estructural de capa para la base granular según AASHTO 93



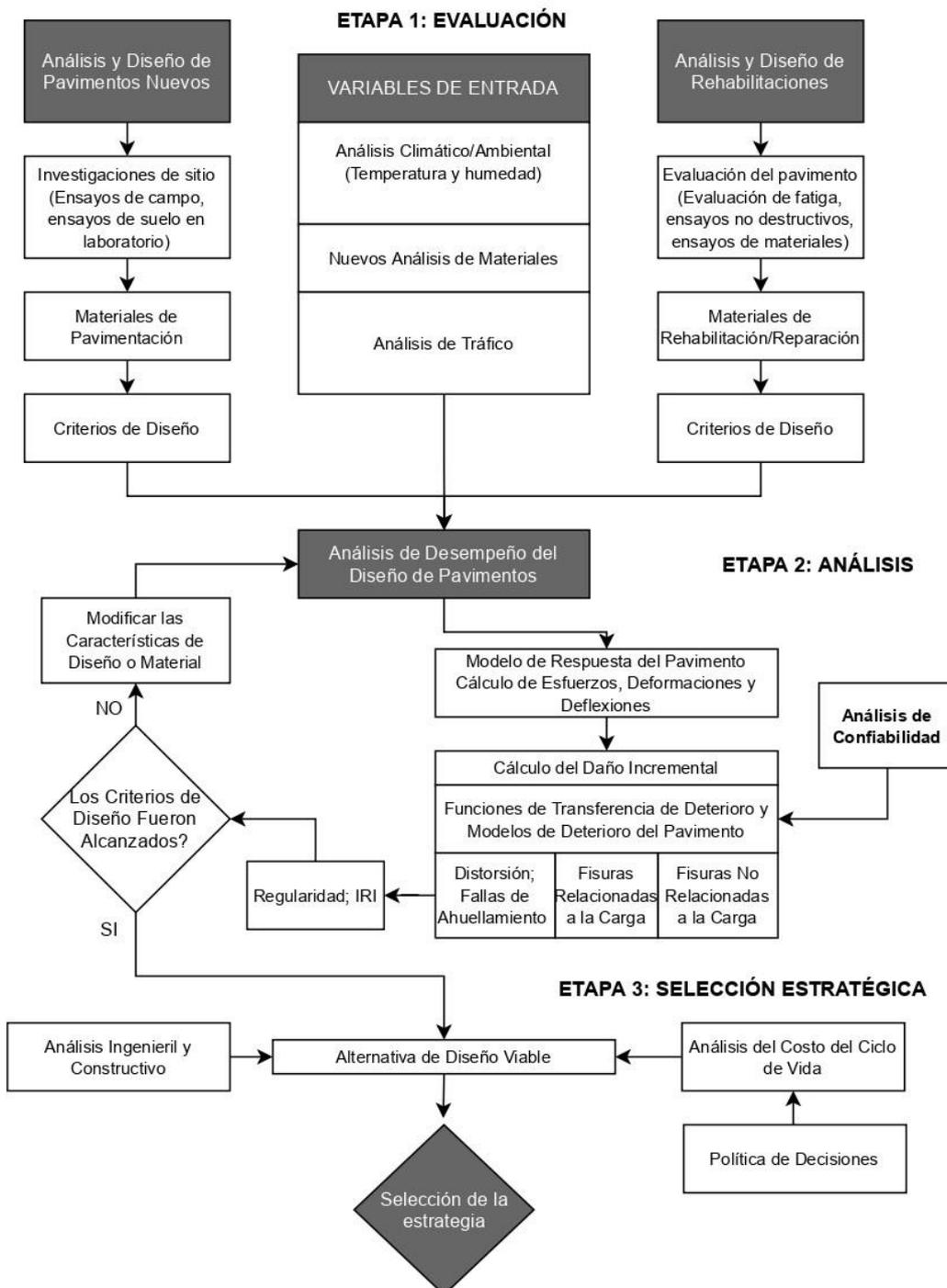
Nota. El nomograma muestra el coeficiente estructural de la capa base granular asociado a valores de CBR, valor R, ensayo triaxial de Texas y Módulo elástico. Tomado de “AASHTO Guide for Design of Pavement Structures” por AASHTO, 1993.

En contraste, la metodología mecanística-empírica (M-E) MEPDG para el diseño de pavimentos flexibles calcula las respuestas del pavimento (esfuerzos, deformaciones y deflexiones) y los considera para hallar el daño incremental a través del tiempo, involucrando las variables de carga vehicular y clima. La relación entre el daño acumulado obtenido

mediante el software MEPDG versión 1.100 y la fatiga del pavimento se obtiene por medio de relaciones empíricas. La Figura 21 muestra el procedimiento mecanístico-empírico para el diseño y análisis de pavimentos flexibles, el cual se desarrolla en tres etapas: evaluación, análisis y selección estratégica (AASHTO, 2015).

Figura 21

Diagrama de flujo del proceso de diseño y análisis de la metodología MEPDG



Nota. El flujograma muestra el proceso de diseño mecanístico-empírico de la metodología MEPDG. Adaptado de “Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide A manual of practice” por AASHTO, 2015.

A continuación, se describe los pasos generales incluidos en el proceso de diseño MEPDG.

1. Seleccionar un diseño de prueba. Se debe determinar previamente los espesores de las capas estructurales del diseño de prueba, esto puede ser calculado mediante métodos convencionales de diseño. Además, se debe conocer las características geométricas del pavimento y de los vehículos involucrados.
2. Seleccionar apropiadamente el criterio de indicadores de desempeño (valores límite) y el nivel de confiabilidad de diseño del proyecto. Esto involucra definir para el periodo de diseño el valor inicial y final del Índice de Regularidad Internacional (IRI), valor límite de fisuramiento arriba-abajo (top-down cracking), valor límite de fisuramiento abajo-arriba (bottom-up cracking), valor límite de fisuramiento térmico, valor límite de deformación permanente del pavimento y de la carpeta asfáltica.
3. Obtener datos de las variables de entrada para el diseño del pavimento de prueba. Se debe determinar los valores de entrada usando una estructura jerárquica donde el esfuerzo requerido para calcular el valor de una variable está basado en la importancia del proyecto, importancia de la variable y los recursos asignados para al proyecto. Las variables de entrada están agrupadas en seis tópicos:
 - Información general del proyecto
 - Criterios de diseño
 - Tráfico
 - Clima
 - Capas estructurales
 - Propiedad de los materiales
4. Ejecutar el software MEPDG versión 1.100 y verificar el cumplimiento de los indicadores de desempeño. Si alguno de los indicadores límites es sobrepasado por el

resultado del software se modifican los espesores de capa o los materiales hasta obtener resultados adecuados.

5. Revisar el diseño de prueba las veces que sean necesarias.

3.3.2. Variables de Diseño MEPDG

Las principales variables que influyen en el diseño de pavimentos flexibles por el método MEPDG se pueden agrupar en tres categorías: tráfico, clima y propiedades de los materiales. Para caracterizar estas variables de diseño se estableció un sistema de jerarquía que permite decidir el nivel de conocimiento de las variables involucradas teniendo en cuenta la importancia del proyecto y los recursos disponibles. Por lo tanto, se estableció tres niveles de jerarquía en el conocimiento de la variable de diseño: Nivel 1, Nivel 2 y Nivel 3.

El Nivel 1 de conocimiento de una variable brinda el mayor nivel de precisión y reduce la incertidumbre y error. Este nivel requiere de ensayos de laboratorio para la caracterización de los materiales, información precisa y detallada del tráfico y clima en la zona del proyecto. Debido a esto es necesario mayores recursos y tiempo comparado con los otros niveles de caracterización, sin embargo, esto se justifica con la importancia del proyecto y la confiabilidad del diseño a largo plazo.

La caracterización de una variable de diseño en el Nivel 2 brinda una precisión intermedia de la variable. Este nivel permite el uso de correlaciones, ecuaciones de regresión o de limitados ensayos de laboratorio para definir las propiedades de los materiales a usar. En cuanto a la información de tráfico y clima se puede obtener por medio de datos regionales cercanos al proyecto.

Por otro lado, el Nivel 3 de caracterización genera la menor precisión de una variable. Los valores de las variables en este nivel quedan a criterio del diseñador o son valores de una

calibración nacional o regional. Las propiedades de los materiales pueden ser valores típicos o datos de una agencia regional.

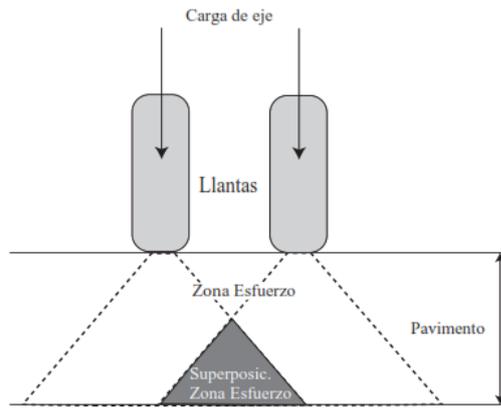
De acuerdo con el manual de diseño MEPDG (AASHTO, 2015), para un solo proyecto es posible combinar diferentes niveles de jerarquía en la caracterización de las variables. Además, el software de diseño MEPDG versión 1.100 usa el mismo procedimiento y modelos de predicción en cualquier nivel para el cálculo del deterioro del pavimento en el tiempo.

3.3.2.1. Caracterización del Tráfico Vehicular. Uno de los principios básicos de un buen diseño de pavimentos es que pueda resistir los efectos del tráfico sin deformarse o deteriorarse excesivamente de tal manera que mantenga un nivel de servicio adecuado en toda su vida útil. La información del tráfico es necesaria para el análisis del pavimento, ya que permite conocer las cargas y la frecuencia con las que estas cargas son aplicadas a la estructura.

La principal carga por considerar actuando sobre el pavimento es la de los camiones, por su mayor magnitud en comparación a los vehículos ligeros. La carga vehicular se transfiere al pavimento por medio de los ejes y de los neumáticos, pero el esfuerzo resultante en el pavimento depende principalmente de factores como la carga total, número de ejes, número de llantas y la presión de inflado de los neumáticos. La distribución del esfuerzo en la estructura del pavimento flexible tiene la forma de una V, tal como se muestra en la Figura 22 (Mallick & El-Korchi, 2013).

Figura 22

Distribución de esfuerzos en el pavimento



Nota. La gráfica muestra que existe una superposición de esfuerzos distribuidos por la carga de los neumáticos en el pavimento. Tomado de “Pavement engineering Principles and practice” por Mallick & El-Korchi, 2013.

De acuerdo con la metodología MEPDG la caracterización del tráfico se agrupa en tres niveles jerárquicos de conocimiento. El Nivel 1 requiere la información detallada de los datos del tráfico recopilada en el sitio del proyecto, lo que hace más confiable los resultados y orienta su uso a proyectos importantes de alto volumen vehicular. Esta recopilación puede darse mediante pesaje vehicular en movimiento (WIM), clasificación vehicular automática (AVC) y conteo vehicular para cada dirección, carril y clase de vehículo. El Nivel 2 también requiere el volumen y clasificación vehicular del sitio del proyecto, similar al Nivel 1. Sin embargo, en este nivel se puede usar los espectros de carga vehicular pertenecientes a un ámbito regional. En el Nivel 3 las características del tráfico son pobremente conocidas, como por ejemplo el espectro de carga vehicular y otra información de tráfico puede ser generada por defecto en el software MEPDG.

Las principales variables para caracterizar el tráfico vehicular del proyecto se listan a continuación.

- Volumen del tráfico de camiones del año base
- Velocidad operacional de camiones
- Factores de distribución de tráfico por dirección y carril
- Distribución por clase de camiones
- Distribución horaria de camiones

- Factores de distribución de carga por eje (espectros de carga)
- Configuración de eje y de llanta
- Presión de inflado y características de llanta
- Factor de distribución lateral de camión
- Factores de crecimiento de tráfico

La clasificación vehicular en la metodología MEPDG es acorde a la normativa norteamericana, de la Federal Highway Administration (FHWA), la cual se muestra en la Figura 23. Dentro de esta clasificación solo los vehículos Tipo 4 o superiores son los requeridos para la caracterización y procesamiento del tráfico en el software MEPDG. Por otro lado, la clasificación vehicular peruana regulada en el Reglamento Nacional de Vehículos consta de 40 clases de vehículos. Asimismo, en dicho reglamento se regula el peso bruto vehicular máximo a 48 toneladas con una tolerancia de 3% y los pesos máximos por tipo de eje o conjunto de ejes con tolerancia de 5%. La Tabla 1 muestra los pesos máximos permitidos por la normativa peruana para eje simple o conjunto de ejes.

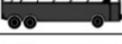
Tabla 1

Pesos máximos permitidos por eje o conjunto de ejes

Conjunto de eje(s)	Nomenclatura	N° de Neumáticos	Carga Máxima (t)
Simple	1RS	02	7
Simple	1RD	04	11
Doble	1RS + 1RD	06	16
Doble	2RS	04	12
Doble	2RD	08	18
Triple	3RS	06	16
Triple	1RS + 2RD	10	23
Triple	3RD	12	25
Doble Separado	1RD + 1RD	08	11+11

Nota. La nomenclatura RS es rueda simple y RD es rueda doble. En el diseño MEPDG se considera solo un tipo de eje simple, doble y tripe y cada uno con ruedas dobles. Adaptado de “Decreto Supremo N° 058-2003-MTC que aprueba el Reglamento Nacional de Vehículos” por Decreto Supremo N° 058-2003-MTC, 2003.

Figura 23*Clasificación vehicular de acuerdo norteamericana*

Clase 1 Motocicletas		Clase 7 Cuatro o más ejes, unidad simple	
Clase 2 Vehículos de pasajeros		Clase 8 Cuatro o menos ejes, trailer simple	
			
			
			
Clase 3 Cuatro llantas, unidad simple		Clase 9 5 ejes tractor con semi remolque	
			
			
Clase 4 Buses		Clase 10 10 o más ejes, trailer simple	
			
		Clase 11 5 o menos ejes, multi trailer	
Clase 5 Dos ejes, seis llantas, unidad simple		Clase 12 6 ejes, multi trailer	
			
		Clase 13 7 o más ejes, multi trailer	
			
			
			

Nota. La gráfica muestra la clasificación vehicular según la Federal Highway Administration. En el diseño MEPDG solo se considera los vehículos Clase 4 o mayor. Adaptado de “Verification, refinement, and applicability of long-term pavement performance vehicle classification rules” por Hallenbeck et al., 2014.

Los espectros de carga vehicular representan los porcentajes de ejes aplicados dentro de un intervalo de carga para cada tipo de eje específico y clase de vehículo. La información requerida para elaborar los espectros de carga solo puede ser obtenida de estaciones de pesaje vehicular en movimiento. Las principales asunciones referentes a los espectros de carga en la caracterización del tráfico consideradas por el software MEPDG son las siguientes:

- La distribución de los espectros de carga por tipo de eje para cada clase de vehículo se mantiene constantes en el periodo de análisis. Sin embargo, la distribución del volumen vehicular de camiones puede cambiar para cada año.
- La distribución de los espectros de carga por tipo de eje para cada clase de vehículo y la distribución del volumen de camiones no cambia durante las horas del día o de la semana.

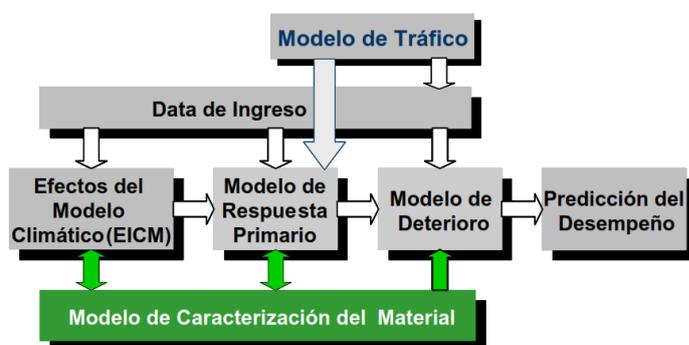
Además, en la metodología MEPDG los intervalos de carga establecidos para cada tipo de eje en la elaboración de los espectros de carga son las siguientes:

- Eje simple – Intervalos de 1000 lb desde las 3000 lb hasta 40000 lb.
- Eje tándem – Intervalos de 2000 lb desde las 6000 lb hasta 80000 lb.
- Eje trídem y quad – Intervalos de 3000 lb desde 12000 lb hasta 102000 lb.

3.3.2.2. Caracterización de los Materiales. La caracterización de los materiales usados en la pavimentación es un proceso importante, ya que estos resultados en el modelo de diseño MEPDG interactúan con otras variables y definen las respuestas y deterioros en la estructura del pavimento. La Figura 24 muestra la interacción de las propiedades del material con otros componentes del diseño.

Figura 24

Interacción entre los componentes de diseño MEPDG



Nota. Adaptado de “Guide for Mechanistic-Emprirical Design of New and Rehabilitated Pavement Structures” por National Cooperative Highway Research Program-NCHRP, 2004.

Aquellas propiedades del material asociadas a los modelos de respuesta del pavimento flexible (esfuerzo, deformación y desplazamiento) son el Módulo elástico (E) y el coeficiente de Poisson (ν). Por otro lado, para definir los modelos de deterioro (fatigas relacionadas al tráfico y fatigas por temperatura) adicional a las propiedades mencionadas anteriormente se necesita conocer la resistencia del material, gradación, plasticidad, características de drenaje, entre otros. Finalmente, las propiedades asociadas al modelo climático para determinar la humedad y temperatura en las capas del pavimento flexible se relacionan con los parámetros de gradación, límites de plasticidad y propiedades térmicas.

Para el análisis de un pavimento flexible convencional los materiales a caracterizar son la carpeta asfáltica, material granular de base y subbase, y el suelo de fundación. Entre ellos, el material de la capa de rodadura es el más expuesto a los altos esfuerzos del tráfico y además está sometido a las condiciones ambientales del lugar. Esta capa de rodadura es una mezcla de asfalto y agregado en proporciones adecuadas para dotarlo de rigidez, resistencia y durabilidad ante los factores externos. Las capas subyacentes, base y subbase, están conformados por material granular compacto de gradaciones selectas para que sean suficientemente resistentes a los esfuerzos de corte y compresión. Por otro lado, el suelo de fundación puede estar en un estado natural o estabilizado a través de proceso químicos o mecánicos (Mallick & El-Korchi, 2013).

En un sistema de pavimentos flexible la caracterización de la mezcla asfáltica en el diseño MEPDG se da por medio de las siguientes propiedades.

- Módulo Dinámico de Mezcla Asfáltica
- Viscosidad del ligante
- Resistencia a la tracción indirecta y cumplimiento de flujo
- Envejecimiento del ligante asfáltico

- Propiedades volumétricas de diseño

En el caso de los materiales de las capas de base, subbase y el suelo de fundación se caracterizan principalmente por medio de las siguientes propiedades. La propiedad más resaltante es el Módulo resiliente, el cual será explicado en los siguientes párrafos.

- Módulo resiliente
- Gradación del material
- Límites de Atterberg
- Máxima densidad seca y óptimo contenido de humedad

A. *Módulo Dinámico de la Mezcla Asfáltica.* El comportamiento mecánico de los materiales viscoelásticos es una función de la temperatura y del tiempo de aplicación de la carga. La característica de estos materiales es su fluencia y relajación cuando están sometidos a cargas. En un estado de fluencia la deformación no se mantiene constante y cambia con el tiempo al ser sometida a un esfuerzo. La característica de relajación reduce el estado tensional del material cuando está sometido a una deformación constante (Coria Gutiérrez et al, 2018).

En la estructura de un pavimento flexible el material cuyo comportamiento se asemeja al de un material viscoelástico es la mezcla asfáltica. La caracterización de la rigidez de este material se da a través del Módulo dinámico ($|E^*|$), el cual es el valor absoluto del Módulo complejo dinámico (E^*). Para obtener esta propiedad del material en laboratorio se somete al espécimen a una compresión axial sinusoidal (carga Haversiana) con una frecuencia y temperatura dada, en estas condiciones se mide el esfuerzo y deformación recuperable del espécimen. El procedimiento y método de cálculo para determinar el Módulo dinámico de las mezclas asfálticas se norma en el documento ASSHTO T342.

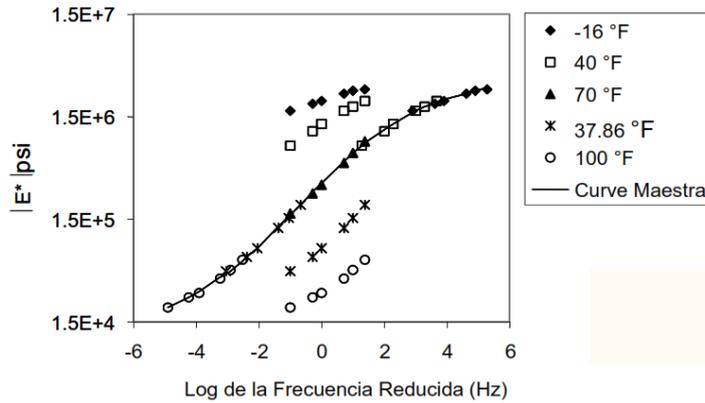
El Módulo dinámico es una función de la temperatura, frecuencia de carga, envejecimiento del asfalto y las características de mezcla (rigidez del ligante, gradación del agregado, contenido de asfalto y volumen de vacíos en la mezcla). El ensayo de Módulo dinámico se realiza a varias temperaturas y frecuencias de carga, por lo que es necesario Factores de ajuste para representar los datos en una sola función suave (sigmoideal) y a una temperatura de referencia de 21°C (70°F). A esta función se le denomina Curva maestra y considera los efectos de temperatura y frecuencia de carga en el modelo de diseño MEPDG. La función sigmoideal describe la dependencia del tiempo del Módulo dinámico a una temperatura de referencia, mientras que los factores de ajuste describen la dependencia de la temperatura.

El principio de superposición tiempo-temperatura permite obtener una función continua de la curva maestra. Este principio considera que se puede obtener el mismo estado de relajación de una sustancia (tiempo que necesita para reorganizar su estructura interna) al someterla a altas temperaturas con bajos tiempos o bajas temperaturas con altos tiempos. Mediante este concepto se enuncia que un cambio en la temperatura produce la misma modificación en toda la distribución de tiempos de relajación, cuya relación se establece como el parámetro $a_{(T)}$ (García Quesada, 2008).

Un ejemplo de Curva maestra y Factores de ajuste se muestra en la Figura 25 y Figura 26, respectivamente.

Figura 25

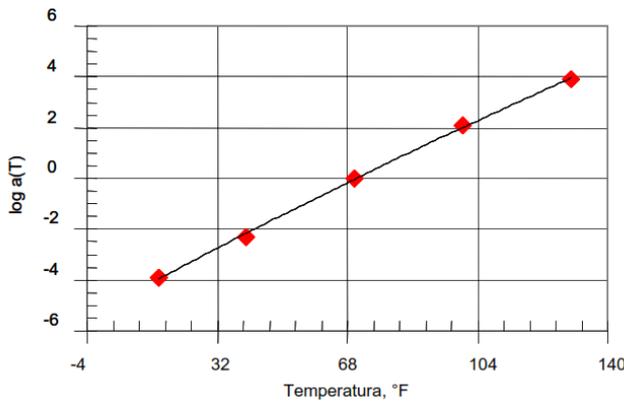
Ejemplo de curva maestra de una Mezcla asfáltica en caliente



Nota. La gráfica muestra la curva maestra a una temperatura de referencia de 70°F (21°C). Tomado de “Guide for Mechanistic-Emprirical Design of New and Rehabilitated Pavement Structures” por NCHRP, 2004.

Figura 26

Ejemplos de factores de ajuste para una Curva maestra



Nota. La gráfica muestra los valores del factor de ajuste dependiente de la temperatura analizada. El factor de ajuste es 1 a la temperatura de referencia usada para crear la curva maestra. Tomado de “Guide for Mechanistic-Emprirical Design of New and Rehabilitated Pavement Structures” por NCHRP, 2004.

Para la metodología de diseño MEPDG la Curva maestra del módulo dinámico de una mezcla asfáltica en caliente puede ser representado mediante la función sigmoial de la Ecuación 14. Además, los Factores de ajuste por temperatura en forma general son expresados en la Ecuación 15.

$$\log(E^*) = \delta + \frac{\alpha}{1 + e^{\beta + \gamma \log(t_r)}} \tag{Ecuación 14}$$

$$\log(t_r) = \log(t) - \log(a_{(T)}) \tag{Ecuación 15}$$

Donde:

E* = Módulo complejo dinámico

$a_{(T)}$ = Factores de ajuste como función de la temperatura.

t_r = Tiempo de carga a la temperatura de referencia.

t = Tiempo de carga a una temperatura de interés dada.

T = Temperatura de interés.

δ, α = Parámetros de ajuste para un conjunto de datos. δ representa el menor valor de E^* , y $\delta + \alpha$ representa el máximo valor de E^* .

β, γ = Parámetros que describen la forma de la función sigmoïdal.

En las investigaciones norteamericanas del proyecto NCHRP (2004) se buscó desarrollar una ecuación predictiva para el módulo dinámico de una mezcla asfáltica con información de ensayos más fácilmente disponibles de especificaciones del material o del diseño volumétrico de la mezcla. La ecuación calibrada para los Niveles 2 y 3 de jerarquía se muestra en la Ecuación 16.

$$\begin{aligned} \log(E^*) &= 3.750063 + 0.02932\rho_{200} - 0.001767(\rho_{200})^2 - 0.002841\rho_4 \\ &- 0.058097V_a - 0.802208\left(\frac{V_{bef}}{V_{bef} + V_a}\right) \\ &+ \frac{3.871977 - 0.0021\rho_4 + 0.003958\rho_{38} - 0.000017(\rho_{38})^2 + 0.005470\rho_{34}}{1 + e^{-0.603313 - 0.313351 \log(f) - 0.393532 \log(\eta)}} \end{aligned} \quad \text{Ecuación 16}$$

Donde:

E^* = Módulo complejo dinámico (psi)

η = Viscosidad del ligante asfáltico (10^6 Poise)

f = Frecuencia de carga (Hz)

V_a = Contenido de volumen de aire (%).

V_{bef} = Contenido de ligante efectivo (%).

ρ_{34} = Porcentaje de material retenido acumulado en la malla 3/4 in (%).

ρ_{38} = Porcentaje de material retenido acumulado en la malla 3/8 in (%).

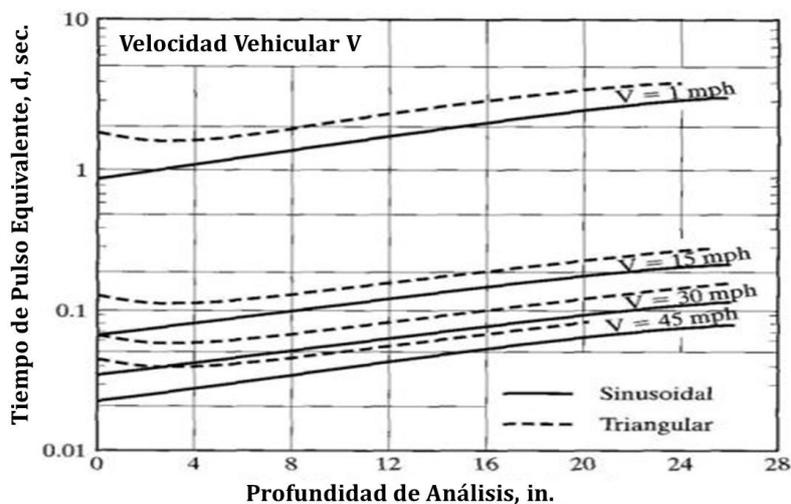
ρ_4 = Porcentaje de material retenido acumulado en la malla N° 4 (%).

ρ_{200} = Porcentaje de material pasante en la malla N° 200 (%).

La respuesta de rigidez de la capa asfáltica en el pavimento flexible es directamente influenciada por la velocidad de los vehículos. El paso del vehículo genera pulsos de esfuerzos verticales en cada elemento del material, esto de acuerdo con Barksdale (NCHRP, 2004) se aproxima a una función haversiana que depende de la profundidad de análisis y de la velocidad operacional del vehículo, tal como se muestra en la Figura 27. Del nomograma en estudio se desprende que para un mismo espesor de carpeta dependiendo de la velocidad de paso del vehículo resulta en diferentes frecuencias de carga para el pavimento, lo que repercute en diferentes valores de módulo para la carpeta asfáltica. En la metodología MEPDG la duración de los pulsos de carga solo afecta la propiedad de rigidez de la mezcla asfáltica o una capa granular tratada con asfalto.

Figura 27

Nomograma de pulsos verticales de esfuerzos de carga



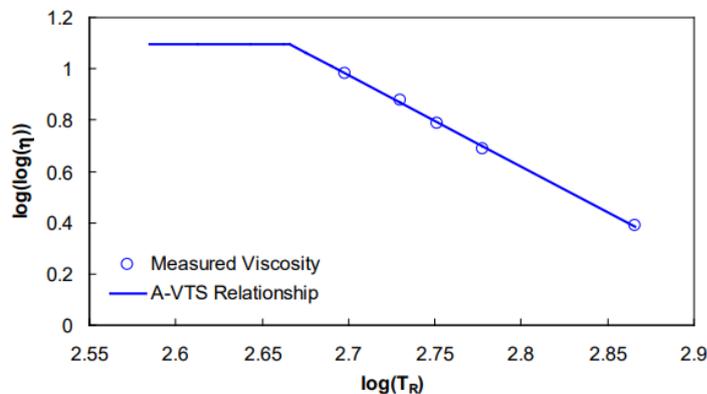
Nota. El nomograma de Barksdale relaciona el tiempo de pulso del esfuerzo con la velocidad del vehículo y profundidad. En el método MEPDG solo la propiedad de rigidez de la capa asfáltica es afectada por la duración del pulso de carga. Tomado de "Guide for Mechanistic-Emprirical Design of New and Rehabilitated Pavement Structures" por NCHRP, 2004.

B. Viscosidad y Envejecimiento del Ligante Asfáltico. La viscosidad del ligante asfáltico ha sido comúnmente usado como una especificación técnica en la adquisición de este material. En el campo del diseño mecanístico-empírico MEPDG se han identificado cuatro tipos principales de medidas de viscosidad, los cuales son: temperatura del ensayo

anillo y bola, penetración a varias temperaturas, viscosidad absoluta a 60°C (140°F) y viscosidad cinemática a 135°C (275°F). La relación de viscosidad-temperatura al ser graficado en una escala logarítmica queda como la Figura 28, mientras que la relación matemática se presenta en la Ecuación 17. Basado en la estructura química del asfalto se sugiere que la máxima viscosidad del material es 2.7×10^{12} cP, el cual da la forma de región plana a la Relación A-VTS (Kim et al, 2011).

Figura 28

Relación A-VTS del ligante asfáltico



Nota. La gráfica muestra que la relación A-VTS del ligante asfáltico es lineal con un límite superior asociado a la estructura química del material. La temperatura usada para el gráfico es Rankine. Tomado de "LTPP computed parameter: Dynamic modulus" por Kim et al., 2011.

$$\log \log(\eta) = \begin{cases} A + VTS \log(T_R) & T_R > T_{crit} \\ 1.095 & T_R \leq T_{crit} \end{cases} \quad \text{Ecuación 17}$$

Donde:

η = Viscosidad (cP)

A = Intersección de la susceptibilidad a la temperatura

VTS = Pendiente de la susceptibilidad a la temperatura

T_R = Temperatura en Rankine

T_{crit} = Temperatura en Rankine donde la viscosidad es máxima

El ensayo de penetración (PEN) al ligante asfáltico mide su dureza o consistencia y es comúnmente aceptado en el ámbito ingenieril y comercial, el cual también está normado mediante AASHTO T49. El valor PEN del ensayo a cierta temperatura mide en décimas de

milímetros la penetración vertical de una aguja normalizada en el material. Aunque su valor no está directamente relacionado con la viscosidad del ligante es posible correlacionarlo con ecuaciones matemáticas, tal es el caso de la relación propuesta por Mirza y Witczak en la Ecuación 18 (Kim et al, 2011).

$$\log(\eta) = 10.5012 - 2.2601 * \log(PEN) + 0.00389 * (\log (PEN))^2 \quad \text{Ecuación 18}$$

Donde:

η = Viscosidad (P)

PEN = Número de penetración a la temperatura de ensayo (generalmente 25°C)

El efecto del envejecimiento del asfalto también es considerado en la metodología MEPDG, ya que este efecto cambia la viscosidad del asfalto en el tiempo y repercute directamente en el comportamiento del módulo dinámico. En el software de diseño se incluyen cuatro modelos para predecir el cambio de viscosidad por envejecimiento. El primer modelo determina el cambio de viscosidad desde un estado original hasta el vaciado de la mezcla. El segundo modelo calcula el envejecimiento en la superficie de la carpeta para lo cual considera la temperatura y el tiempo. El tercer modelo ajusta la viscosidad debido al cambio de volúmenes de vacío en la mezcla asfáltica. Finalmente, el último modelo calcula la viscosidad como función de la profundidad y el tiempo, para esto considera el envejecimiento superficial.

C. *Módulo Resiliente de Materiales Granulares y Suelos.* La estructura del pavimento está expuesta a las solicitaciones de carga dinámica que generan deformaciones resilientes y permanentes, esto condiciona el estudio de la caracterización mecánica de las capas granulares y el suelo. La manera más aceptada de conocer el comportamiento de estas capas ante solicitaciones cíclicas es a través del Módulo Resiliente (Mr). La ecuación constitutiva para el Mr es considerada dentro del rango elástico no-lineal, el cual brinda resultados aceptables de su comportamiento.

El concepto básico de Mr es la relación entre el esfuerzo desviador dinámico aplicado y la deformación recuperable en un ensayo triaxial cíclico con confinamiento constante ($Mr = \sigma_d / \epsilon_r$), cuyo procedimiento en laboratorio está normado mediante AASHTO T307. En la actualidad son muchos los modelos constitutivos desarrollados para caracterizar el comportamiento resiliente no-lineal de los materiales granulares, la guía de diseño MEPDG considera el modelo de la Ecuación 19 (Ghanizadeh & Ziaie, 2015). También permite la correlación del Mr con el valor de CBR, esto se muestra en la Ecuación 21.

$$Mr = k_1 P_a \left(\frac{\theta}{P_a} \right)^{k_2} \left(\frac{\tau_{oct}}{P_a} + 1 \right)^{k_3} \quad \text{Ecuación 19}$$

$$\tau_{oct} = \frac{1}{3} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2} \quad \text{Ecuación 20}$$

$$Mr = 2555(CBR)^{0.64} \quad \text{Ecuación 21}$$

Donde:

Mr = Módulo resiliente para materiales granulares y subrasante (psi).

θ = $\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$, es el esfuerzo volumétrico (psi).

P_a = Presión atmosférica (psi).

τ_{oct} = Esfuerzo cortante octaédrico (psi).

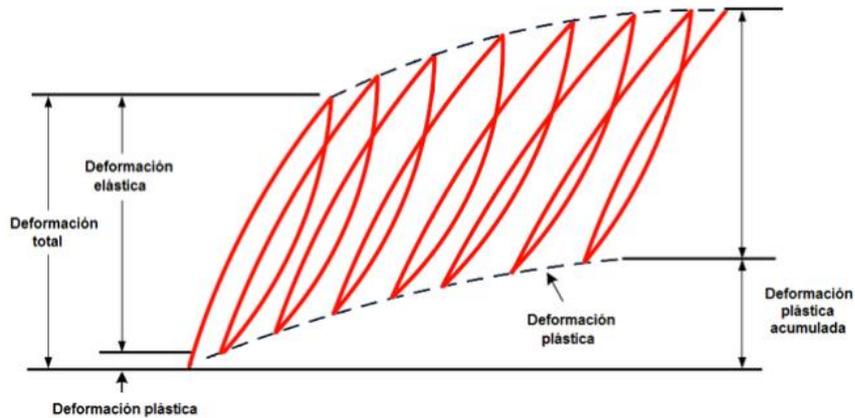
$\sigma_{1,2,3}$ = Esfuerzo principal mayor, intermedio y menor, respectivamente (psi). En ensayos con muestras cilíndricas $\sigma_2 = \sigma_3$.

$k_{1,2,3}$ = Constantes de regresión obtenidos para ajustar datos de los ensayos y la ecuación constitutiva.

Se pueden identificar dos componentes en la deformación producida por las cargas dinámicas, la deformación recuperable o elástica y la deformación no recuperable o plástica, tal como se muestra en la Figura 29. Para inducir el comportamiento elástico del material la deformación permanente debe ser insignificante en comparación con la deformación resiliente.

Figura 29

Gráfica de ensayo resiliente para materiales granulares y suelos



Nota. Tomado de “Teorías para calcular esfuerzos, deformaciones y deflexiones en pavimentos flexibles: un enfoque mecanicista” por Coria Gutiérrez et al., 2018.

De acuerdo con la revisión literaria realizada por Rondon & Reyes (2007) existen factores que influyen en la caracterización resiliente de los materiales de pavimentación, estos son la magnitud del esfuerzo de ensayo, el contenido de agua presente, la densidad del material, la granulometría, cantidad de finos y forma de las partículas. El incremento de los esfuerzos principales durante el ensayo aumentará el valor del M_r , sin embargo, es menos notable la influencia del esfuerzo desviador. Por otro lado, la presencia de agua en el material ha demostrado generalmente tener un efecto negativo reduciendo el valor del M_r . Los otros factores mencionados tienen muy poca o ambigua influencia en los resultados del M_r .

3.3.2.3. Caracterización del Clima. Los pavimentos están expuestos irremediablemente a las condiciones ambientales del lugar donde fueron construidos, esto afecta las propiedades de los materiales usados en su construcción. De acuerdo con la guía MEPDG (NCHRP, 2004) hay tres principales factores ambientales que se deben tomar en cuenta en el análisis estructural y diseño del pavimento, estos son la temperatura, la humedad y el efecto de la temperatura en la humedad. Estos factores son tratados por el EICM (Enhanced Integrated Climatic Model) y proveen la humedad, succión y temperatura como función del tiempo en cualquier punto de las capas estructurales.

Las variaciones estacionales de humedad en las capas granulares es determinado en el EICM mediante la Curva Característica Suelo-Agua (SWCC), la cual relaciona la succión (presión atmosférica menos presión de poros) y la capacidad del suelo de almacenar agua en sus poros (humedad). La humedad en los suelos no saturados depende del tipo de suelo, el nivel freático y las condiciones ambientales. Esta condición del suelo tiene influencia sobre su resistencia ante cargas, lo cual se representa mediante una variación en el Módulo resiliente. De acuerdo con el modelo MEPDG la Ecuación 22 fue calibrada para calcular esta variación del módulo debido al cambio de humedad.

$$\log\left(\frac{M_R}{M_{Ropt}}\right) = K_w * (w - w_{opt}) \quad \text{Ecuación 22}$$

Donde:

M_R = Módulo resiliente a un contenido de humedad $w\%$.

M_{Ropt} = Módulo resiliente a Máxima densidad seca y Óptimo contenido de humedad (w_{opt}).

K_w = Constante del material obtenido por regresión lineal (para suelo tipo A-2 es $-1/0.0452$)

El modelo EICM está incorporado en el software de diseño MEPDG, sin embargo, es necesario alimentarlo mediante un archivo ICM que incluye las variables climáticas propias de la zona del proyecto. La Tabla 2 muestra estas variables climáticas que componen el archivo en mención, mientras que en la Figura 30 se aprecia cómo deben estar estructuradas dichas variables.

Tabla 2

Variables climáticas del archivo ICM

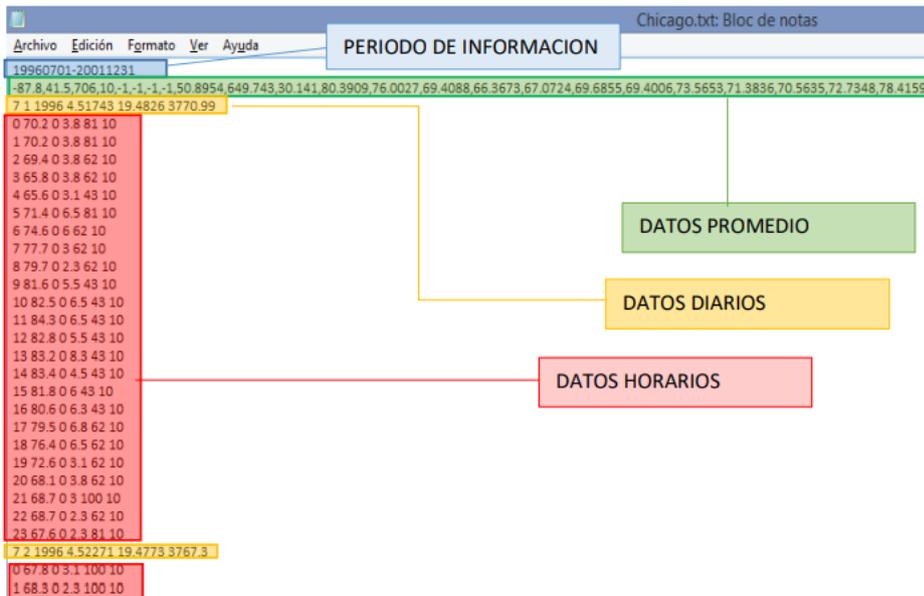
Variables	Unidad	Periodo
Humedad Relativa	%	Mensual
Salida y Puesta del sol	Hora decimal	Diario
Radiación solar	BTU/ft ² - día	Diario
Temperatura	°F	Horario
Precipitación	in	Horario

Velocidad del viento	mph	Horario
Nubosidad	%	Horario
Profundidad de nivel freático	ft	Horario

Nota. Adaptado de “Guide for Mechanistic-Emprirical Design of New and Rehabilitated Pavement Structures” por NCHRP, 2004.

Figura 30

Estructuración de las variables climáticas en el archivo ICM



Nota. Tomado de “Implementación del Modelo Climático del Método AASHTO 2008 (MEPDG) para el Diseño de Pavimentos Flexibles en la Ciudad de Tacna” por Yufra, J. R., 2018.

A. Cálculo de la Temperatura del Pavimento. Los factores climáticos como temperatura y humedad influyen directamente en el desempeño de la estructura del pavimento. La temperatura afecta a la capa asfáltica debido al comportamiento viscoelástico del material y a las capas granulares por los estados de congelamiento y descongelamiento que cambian el módulo del material. Por otro lado, los efectos de la humedad son más apreciables en las capas granulares que en la capa asfáltica.

El modelo EICM de la metodología MEPDG usa los modelos CMS y CRREL para el cálculo interno de la temperatura en la estructura del pavimento y sus efectos asociados. Por un lado, el modelo CMS calcula la penetración de congelamiento y la distribución de la

temperatura en la estructura del pavimento. Adicionalmente, el modelo CRREL predice las profundidades de congelamiento y deshielo en el suelo de la subrasante. También estima las expansiones por congelamiento y los asentamientos verticales en el suelo por deshielo (NCHRP, 2004).

Para el cálculo de la distribución de la temperatura en el pavimento el modelo CMS considera los efectos de la radiación, convección, conducción y calor latente. Los efectos de otros estados como la transpiración, condensación, evaporación y sublimación son desestimados en los cálculos por la incertidumbre en su determinación y la poca influencia en el balance térmico del pavimento.

Las variables que alimentan a los submodelos CMS y CRREL incluidos en el EICM son las siguientes:

- Capacidad calorífica de los materiales de pavimentación.
- Conductividad térmica de los materiales de pavimentación.
- Absorción y emisividad de la superficie del pavimento.
- Temperatura del aire.
- Velocidad del viento.
- Radiación solar.

Los cálculos efectuados por el modelo CMS consideran dos puntos físicos de frontera en el pavimento. El punto de frontera superior es la superficie del pavimento, el cual, asociado a las variables de temperatura del aire, velocidad del viento, radiación solar, absorción y emisividad del pavimento determinan el flujo térmico saliente o entrante en el pavimento. Por otro lado, el punto de frontera inferior es el nodo en la profundidad del suelo donde se considera la temperatura constante.

Para calcular la cantidad de calor entrante o saliente de la superficie del pavimento el modelo CMS considera dos procesos: convección y radiación. El flujo de calor en el proceso de convección es debido a las diferencias de temperatura entre el aire y la superficie del

pavimento. El cuerpo con mayor temperatura transfiere calor hasta alcanzar un equilibrio térmico del sistema, para ello también considera la velocidad del viento. Durante el proceso de radiación, el flujo de calor se debe principalmente a la radiación solar de onda corta, el cual es influenciado por el porcentaje de nubosidad y la posición del sol en el cielo. Otro tipo de radiación considerado es la radiación de onda larga, el cual es la radiación térmica emitida por el pavimento y reabsorbida luego de reflejarse en las nubes.

El balance de energía en la superficie del pavimento considerado por el modelo CMS para el cálculo de la temperatura en la estructura del pavimento es representado por la Ecuación 23. Estas mismas variables son ilustradas en la Figura 31.

$$Q_i - Q_r + Q_a - Q_e \pm Q_c \pm Q_h \pm Q_g = 0$$

Ecuación 23

Donde:

Q_i = Radiación de onda corta entrante.

Q_r = Radiación de onda corta reflejada.

Q_a = Radiación de onda larga entrante.

Q_e = Radiación de onda larga saliente.

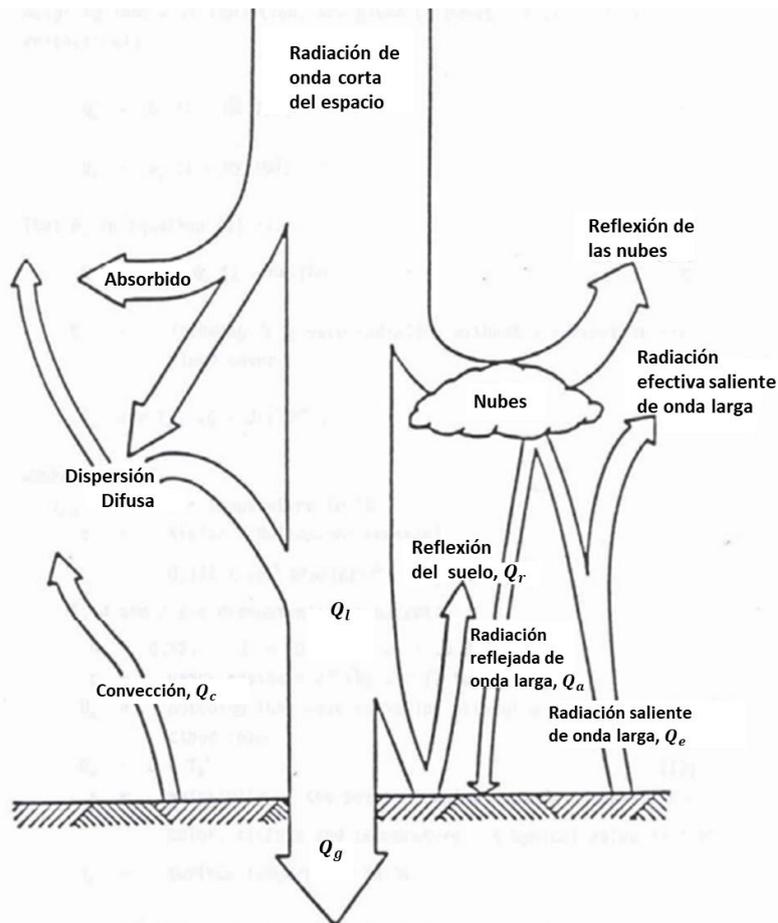
Q_c = Transferencia de calor por convección.

Q_h = Efectos de transpiración, condensación, evaporación y sublimación.

Q_g = Energía absorbida por el suelo.

Figura 31

Transferencia de calor entre la superficie del pavimento y el ambiente



Nota. Tomado de "Guide for Mechanistic-Empirical Design of New and Rehabilitated Pavement Structures" por NCHRP, 2004.

El desglose de las variables asociadas a la transferencia de calor por radiación anteriormente presentadas se muestra a continuación con la Ecuación 24 hasta la Ecuación 28.

$$Q_s = Q_i - Q_r = a_s R^* (A + B S_c/100) \quad \text{Ecuación 24}$$

$$Q_l = Q_a - Q_e = Q_z C_c - Q_x C_c \quad \text{Ecuación 25}$$

$$Q_z = \sigma_{sb} T_{air} (0.77 - 0.28/10^{0.074 p}) \quad \text{Ecuación 26}$$

$$Q_x = \sigma_{sb} \varepsilon T_s^4 \quad \text{Ecuación 27}$$

$$C_c = 1 - (100 - S_c) N/100 \quad \text{Ecuación 28}$$

Donde:

Q_s = Radiación de onda corta neta.

a_s = Absorción de onda corta de la superficie del pavimento.

R^* = Radiación extraterrestre incidente sobre una superficie horizontal en la atmósfera exterior. Depende de la latitud y de la inclinación solar.

A, B = Constantes que explican la dispersión difusa y la adsorción por la atmósfera.

S_c = Porcentaje de brillo solar, que considera la nubosidad.

Q_l = Radiación de onda larga neta.

Q_z = Radiación de onda larga entrante sin corrección por nubosidad.

Q_x = Radiación de onda larga saliente sin corrección por nubosidad.

C_c = Corrección por nubosidad para radiación de onda larga.

σ_{sb} = Constante Stefan-Boltzmann, 0.172×10^8 Btu/(hr-ft²-°R).

T_{air} = Temperatura del aire en °R.

p = Presión de vapor del aire, de 1 a 10 mm Hg.

ε = Emisividad de la superficie del pavimento.

T_s = Temperatura de la superficie en °R.

N = Fator base de nube, depende de su ubicación en altura respecto al suelo.

Por otro lado, el desglose de las variables asociadas a la transferencia de calor por convección se muestra a continuación con la Ecuación 29 y Ecuación 30 .

$$Q_c = H (T_{air} - T_s), \quad \text{temperaturas en } ^\circ\text{F} \quad \text{Ecuación 29}$$

$$H = 122.93 (0.00144 T_m^{0.3} U^{0.7} + 0.00097(T_{air} - T_s)^{0.3}) \quad \text{Ecuación 30}$$

Donde:

H = Coeficiente de transferencia de calor por convección.

U = Velocidad del viento promedio diario (m/s).

T_m = Temperatura promedio del aire y de la superficie (°K).

T_s = Temperatura de la superficie (°C).

T_{air} = Temperatura del aire (°C)

Las ecuaciones anteriores son usadas para determinar la temperatura superficial del pavimento (T_s), luego, mediante el concepto de diferencias finitas del modelo CMS se determina las temperaturas nodales en las capas estructurales.

El estudio de la predicción de la temperatura en el pavimento es afectado por las condiciones ambientales y las características propias del pavimento. Lo primero está relacionado con los factores externos que transfieren el calor por diferentes procesos a la

estructura, mientras que los factores propios del pavimento están relacionados principalmente con las características del material, esto incluye a la reflexión, emisividad y propiedades térmicas. Los modelos para predecir la temperatura toman en cuenta de diferente manera estos factores y pueden ser divididos en tres categorías, modelos analíticos, modelos numéricos y modelos empíricos. La metodología MEPDG usa el modelo numérico de diferencias finitas para calcular la temperatura a diferentes profundidades.

En su investigación que involucró el estudio de la temperatura del pavimento de la carretera IIRSA Norte en Sullana, Romero (2012) valida la Ecuación 31 con datos medidos en campo que predicen aceptablemente la temperatura del pavimento. Esta relación presentada es una ecuación empírica calculada mediante el método de regresión no-lineal.

$$T_{pav} = 0.00829 * T_{amb}^2 + 1.09034 * T_{amb} + 2.32144 \quad \text{Ecuación 31}$$

Donde:

T_{pav} = Temperatura del pavimento a una profundidad de 20mm (°C).

T_{amb} = Temperatura del ambiente (°C).

Respecto a la temperatura mínima del pavimento el programa de investigación SHRP A-410 establece la relación con las temperaturas mínimas ambientales y la profundidad, esto mediante la Ecuación 32.

$$T_{D.low} = T_{a.low} + 0.051 * D - 0.000063 * D^2 \quad \text{Ecuación 32}$$

Donde:

$T_{D.low}$ = Temperaturas bajas del pavimento a una profundidad D (°C).

$T_{a.low}$ = Temperaturas bajas ambientales (°C).

D = Profundidad de análisis (mm)

3.3.3. Respuesta Estructural de los Pavimentos Flexibles

La aplicación de cargas y los gradientes de temperatura generan una respuesta de esfuerzos y deformaciones en la estructura de un pavimento. Considerando la ubicación y magnitud de estas respuestas se determina el grado y tipo de deterioro en el pavimento, por lo que desde un enfoque mecanicista las respuestas estructurales son datos fundamentales para el diseño. Las respuestas del pavimento son consideradas para la caracterización de los materiales mediante modelos constitutivos. además, permiten conocer la fatiga y deformación límite de la estructura (Coria Gutiérrez et al, 2018).

La respuesta estructural en materiales granulares sometidos a cargas dinámicas se aproxima a una respuesta no lineal elástica, esto debido a que las deformaciones plásticas por al aumento de las cargas dinámicas vehiculares decrecen con los ciclos de carga. La caracterización de los materiales granulares no ligados se da principalmente por su Módulo resiliente (M_r), el cual se obtiene en laboratorio mediante ensayo triaxial cíclico. La normativa que regula el ensayo de Módulo resiliente para suelos y agregados es AASHTO T307.

La capa asfáltica al ser una mezcla principalmente de ligante asfáltico y material granular las respuestas estructurales son del tipo lineal viscoelástica. Esto genera que la respuesta estructural está condicionada principalmente por el tiempo de aplicación de la carga y su frecuencia. La principal propiedad de caracterización para estos materiales es el Módulo Dinámico ($|E^*|$), el cual está normado mediante AASHTO T342.

Las causas que originan las respuestas estructurales en un pavimento pueden ser agrupadas en dos categorías, respuestas debido a ciclos de temperatura y respuestas debido a la acción de cargas vehiculares.

Las respuestas derivadas de los gradientes de temperatura actúan en la superficie de la capa asfáltica, ya que a bajas temperaturas la mezcla asfáltica ve limitado su contracción ocasionando que se desarrollen esfuerzos en la superficie. Las grietas por gradiente térmico se generan cuando las tensiones acumuladas en el pavimento exceden su resistencia a la tensión. Contrario al agrietamiento por cargas, la criticidad de la fatiga térmica depende del alto nivel de esfuerzo-deformación presente en cada ciclo térmico y no de su frecuencia (Al-Qadi et al, 2005).

Las respuestas típicas derivadas por la aplicación de carga en la estructura de un pavimento son los esfuerzos, deflexiones y deformaciones verticales, cortantes, tangenciales y radiales. Estas respuestas dependen de la magnitud de la carga vehicular y de su configuración, por lo que además de los esfuerzos en compresión que producen ahuellamiento también se generan esfuerzos a tensión en ciertas áreas de la rueda. Es importante conocer la ubicación de las respuestas críticas en la estructura del pavimento para ser considerados en el análisis. Esta ubicación depende de la configuración de las ruedas y tipo de ejes del vehículo, así como también de la carga y de la estructura del pavimento.

En la dimensión vertical (profundidad) de una estructura de pavimento la ubicación de las respuestas críticas está asociada a un tipo de deterioro, los cuales se detallan a continuación.

Deterioro por fatiga:

- Superficie del pavimento ($z=0$)
- 0.5 pulgadas de la superficie ($z=0.5$ in)
- Fondo de cada capa granular

Deterioro por ahuellamiento:

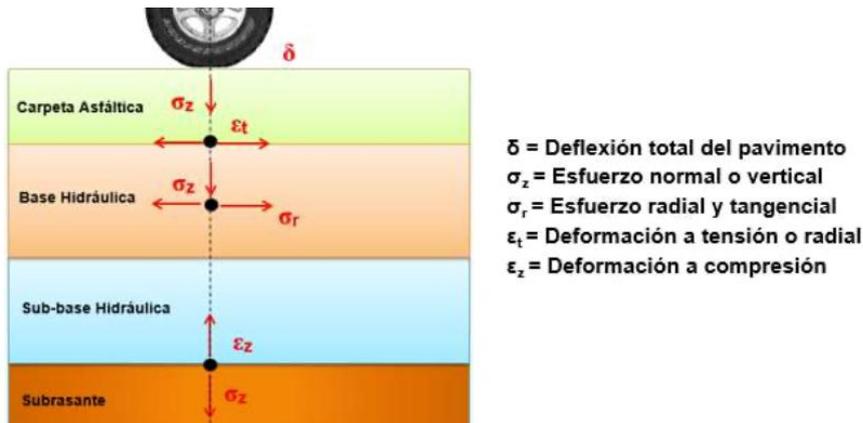
- Centro de cada capa estructural
- Parte superior de la capa subrasante

- 6 pulgadas debajo del inicio de la capa subrasante

Para un pavimento flexible convencional el desarrollo de los esfuerzos y deformaciones se muestra en la Figura 32.

Figura 32

Respuestas críticas debido a cargas en un pavimento flexible convencional

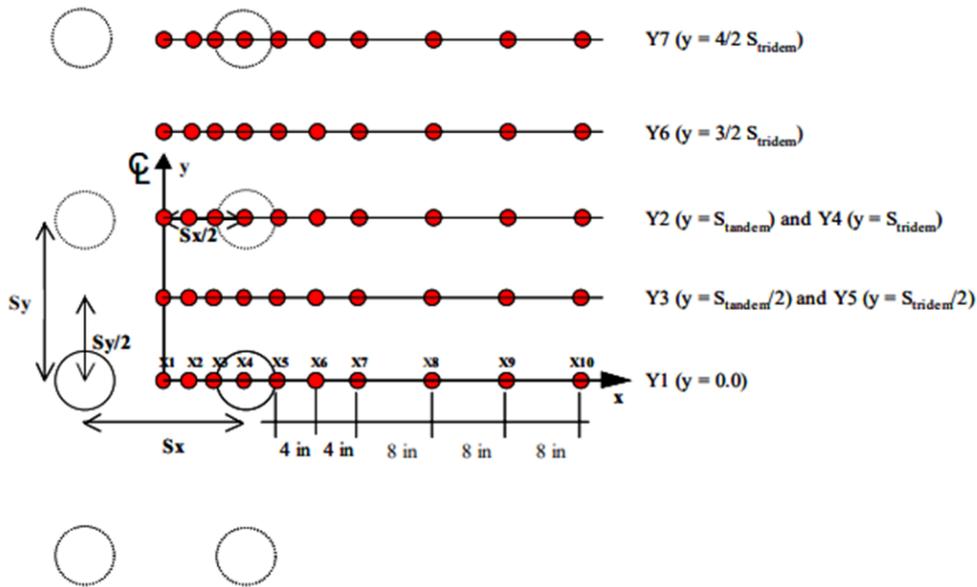


Nota. El gráfico muestra los puntos críticos donde el esfuerzo y las deformaciones son mayores en la estructura del pavimento. Tomado de “Teorías para calcular esfuerzos, deformaciones y deflexiones en pavimentos flexibles: un enfoque mecanicista” por Coria Gutiérrez et al, 2018.

Desde una vista en planta del pavimento las ubicaciones de las respuestas críticas se muestran en la Figura 33, esto considera un tráfico mixto (diferentes tipos de ejes) y las ubicaciones mostradas son los lugares de mayor probabilidad para la ocurrencia de daños. Esta ubicación está directamente asociado a la configuración de los ejes vehiculares.

Figura 33

Ubicaciones de las respuestas críticas consideradas en el modelo MEPDG



Nota. En la gráfica mostrada "S" es el espaciamento para ejes tándem, trídem o quad. En la gráfica X2 es el punto medio entre X1 (eje de simetría) y X3 (inicio del área de contacto de la llanta). Tomado de "Guide for Mechanistic-Empirical Design of New and Rehabilitated Pavement Structures" por NCHRP, 2004.

Las respuestas calculadas para cada tipo de eje consideran las siguientes ubicaciones:

- Simple: Respuesta 1 = Y1
- Tándem: Respuesta 1 = Y1 + Y2
Respuesta 2 = 2*Y3
- Tridem: Respuesta 1 = Y1 + 2*Y4
Respuesta 2 = 2*Y5 + Y6
- Quad: Respuesta 1 = Y1 + 2*Y4 + Y7
Respuesta 2 = 2*Y5 + 2*Y6

La Tabla 3 muestra de manera resumida los esfuerzos y deformaciones en la estructura de un pavimento flexible a causa de las cargas vehiculares o gradientes térmicos.

Tabla 3

Respuestas mecánicas en la estructura de un pavimento flexible

Respuesta del pavimento	Capa Aplicable	Deterioro
Deflexión máxima	Todas las capas	Fatiga, deformación permanente
Esfuerzo horizontal	Capa asfáltica y Bases tratadas con asfalto o cemento	Fatiga y agrietamiento térmico

Esfuerzo vertical	Capa asfáltica y Bases tratadas con asfalto	Deformación permanente
Deformación vertical	Capa asfáltica y Bases tratadas con asfalto	Deformación permanente
Deformación vertical	Subrasante	Distorsión
Deformación horizontal	Capa asfáltica y Bases tratadas con asfalto o cemento	Fatiga y agrietamiento térmico

Nota. Adaptado de “Teorías para calcular esfuerzos, deformaciones y deflexiones en pavimentos flexibles: un enfoque mecanicista” por Coria Gutiérrez et al, 2018.

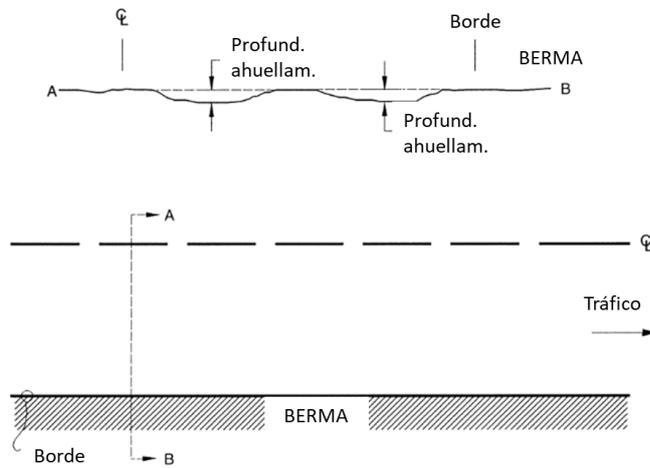
3.3.4. Modelos de Predicción de Daño y Deformación

Los indicadores de desempeño considerados en el modelo de diseño de pavimentos flexibles MEPDG son la deformación permanente, fisuras por fatiga, fisuras térmicas y regularidad superficial (IRI). Estos indicadores están relacionados constitutivamente con las respuestas mecánicas del pavimento (esfuerzo, deformaciones y desplazamientos) debido a cargas de tráfico y condiciones ambientales. Además, los modelos de predicción del desempeño consideran la ubicación de las respuestas que causan los daños máximos al pavimento y estas ecuaciones están asociadas a un valor de confiabilidad, la cual influye significativamente en los resultados del diseño.

3.3.4.1. Deformación Permanente. Este deterioro es causado por la deformación vertical plástica en la capa asfáltica, las capas granulares y el suelo de fundación, esto debido a la acumulación de cargas repetitivas, visualmente se presenta en la Figura 34. El ahuellamiento del pavimento es calculado como la suma de las deformaciones plásticas de cada capa estructural medidas en los centros de capa para cada mes del periodo de diseño, matemáticamente representado por la Ecuación 33 en la metodología MEPDG. Los perfiles de la superficie del pavimento se ven afectados debido al ahuellamiento, en la sección transversal reduce la capacidad de bombeo del agua a los laterales y modifica su capacidad de drenaje. En la sección longitudinal incrementa la regularidad superficial (IRI) y reduce la serviciabilidad (NCHRP, 2004).

Figura 34

Presentación visual del deterioro por ahuellamiento



Nota. En la parte superior de la figura se muestra el ahuellamiento de la sección AB, mientras que en la parte inferior se observa la vista en planta de un carril analizado. Tomado de “Distress identification manual for the long-term pavement performance program” por Miller & Bellinger, 2014.

$$RD = \sum_{i=1}^{n \text{ capas}} \varepsilon_p^i h^i$$

Ecuación 33

Donde:

RD = Deformación permanente del pavimento.

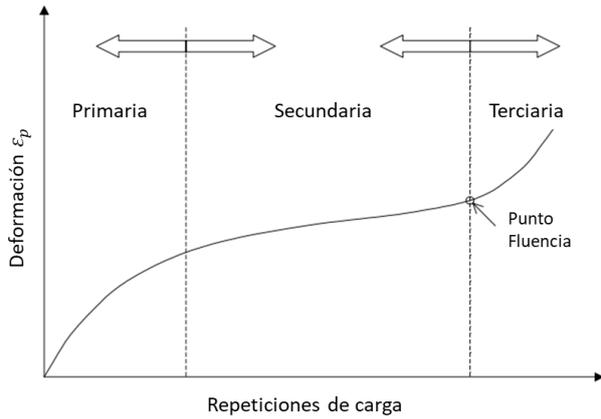
ε_p^i = Deformación total plástica en la capa i.

h^i = Espesor de la capa i.

La deformación permanente, independiente del tipo de material, puede clasificarse en tres etapas, tal como se muestra en la Figura 35. La primera etapa se caracteriza por un alto ahuellamiento inicial con una reducción progresiva de la razón de deformación permanente. Por otro lado, en la segunda etapa se muestra un crecimiento bajo de la razón de ahuellamiento. Estas dos primeras etapas están asociadas al cambio volumétrico del material y ambas son consideradas en el modelo de diseño MEPDG. El alto crecimiento de ahuellamiento en la tercera etapa está asociada a la deformación plástica.

Figura 35

Etapas de deformación permanente en el pavimento flexible



Nota. El modelo MEPDG solo considera en el modelamiento las dos primeras etapas del ahuellamiento. Tomado de “Guide for Mechanistic-Emprirical Design of New and Rehabilitated Pavement Structures” por NCHRP, 2004.

La metodología MEPDG predice el ahuellamiento real en base al ensayo triaxial de deformación permanente con carga repetitiva, el cual mide la deformación plástica de material en laboratorio, tanto para la capa asfáltica como para las capas granulares. Este modelo matemático para calcular las deformaciones permanentes en las mezclas asfálticas se muestra en la Ecuación 34 hasta Ecuación 37 (NCHRP, 2004).

$$\Delta_{p(HMA)} = \varepsilon_{p(HMA)} H_{p(HMA)} = \beta_{1r} k_z \varepsilon_{r(HMA)} 10^{k_{1r}} N^{k_{2r}} \beta_{2r} T^{k_{3r}} \beta_{3r} \quad \text{Ecuación 34}$$

$$k_z = (C_1 + C_2 D) 0.328196^D \quad \text{Ecuación 35}$$

$$C_1 = -0.1039 (H_{HMA})^2 + 2.4868 H_{HMA} - 17.342 \quad \text{Ecuación 36}$$

$$C_2 = 0.0172 (H_{HMA})^2 - 1.7331 H_{HMA} + 27.428 \quad \text{Ecuación 37}$$

Donde:

$\Delta_{p(HMA)}$ = Deformación vertical plástica acumulada en la capa asfáltica (in).

$\varepsilon_{p(HMA)}$ = Deformación axial plástica acumulada en la capa asfáltica (in/in).

$\varepsilon_{r(HMA)}$ = Deformación elástica o resiliente calculado por el modelo de respuesta estructural en medio de la capa asfáltica (in/in).

$H_{p(HMA)}$ = Espesor de la carpeta asfáltica (in).

N = Número de repeticiones de carga.

T = Temperatura del pavimento (°F)

k_z = Factor de confinamiento por profundidad.

$k_{1r,2r,3r}$ = Parámetro de calibración global de campo.

$\beta_{1r,2r,3r}$ = Constante de calibración de campo local.

D = Profundidad debajo de la superficie (in).

El modelo matemático para predecir la deformación permanente en capas granulares y suelos de acuerdo con la metodología MEPDG se muestran en la Ecuación 38 hasta la Ecuación 43.

$$\delta_a = \beta_1 \left(\frac{\varepsilon_0}{\varepsilon_r} \right) e^{(\rho/N)^\beta} \varepsilon_v h \quad \text{Ecuación 38}$$

$$\log \beta = -0,61119 - 0,017638 W_c \quad \text{Ecuación 39}$$

$$W_c = 51,712 \left(\frac{E_r}{2555} \right)^{\left(\frac{1}{0,64} \right) * (-0,3586 GWT^{0,1192})} \quad \text{Ecuación 40}$$

$$\frac{\varepsilon_0}{\varepsilon_r} = 0,5 \left(0,15 e^{\rho^\beta} + 20 e^{\left(\frac{\rho}{10^9} \right)^\beta} \right) \quad \text{Ecuación 41}$$

$$\rho = 10^9 \left(\frac{C_0}{1 - 10^{9\beta}} \right)^{\frac{1}{\beta}} \quad \text{Ecuación 42}$$

$$C_0 = \ln \left(\frac{0,15}{20} \right) \quad \text{Ecuación 43}$$

Donde:

δ_a = Deformación permanente de la capa granular (in).

N = Número de repeticiones de tráfico.

$\varepsilon_0, \beta, \rho$ = Propiedades de los materiales.

ε_r = Deformación resiliente impuesta en el ensayo de laboratorio para obtener las propiedades de los materiales mencionados anteriormente (in/in).

ε_v = Deformación resiliente vertical promedio en la capa granular, obtenido del modelo de respuesta estructural (in/in).

h = Espesor de la capa granular (in).

β_1 = Factor de calibración para las capas granulares y la subrasante.

W_c = Contenido de agua (%).

E_r = Módulo resiliente de la capa granular (psi).

GWT = Profundidad de nivel freático (ft).

Se pueden identificar varios factores externos e internos al sistema de pavimento flexible que afectan su desempeño a la deformación permanente, estos factores están

incluidos en las ecuaciones constitutivas anteriormente presentadas, por lo que fueron estudiadas e incluidas en la metodología MEPDG. A continuación, se listan los factores que afectan la deformación permanente del pavimento.

- Espesor de las capas estructurales del pavimento.
- Módulo dinámico de la mezcla asfáltica.
- Grado del ligante en la mezcla asfáltica.
- Vacíos de aire en la mezcla asfáltica.
- Contenido de asfalto efectivo en la mezcla asfáltica.
- Tipo de material granular.
- Rigidez de las capas granulares.
- Carga del tráfico, área de contacto y presión de rueda.
- Velocidad de operación del tráfico.
- Zigzagueo del tráfico.
- Temperatura y condiciones ambientales.

3.3.4.2. Fisuras por Fatiga debido a Cargas. Uno de los principales deterioros del pavimento son las fisuras relacionadas a las cargas vehiculares, debido a que estas ocasionan esfuerzo de tracción y corte en la capa asfáltica. Las fisuras de este tipo inician en el lugar donde la capa desarrolla mayores esfuerzos y deformaciones, para luego propagarse por todo el espesor de la capa. Estos puntos donde se originan las fisuras dependen de la configuración de la carga y de la rigidez de la capa. El modelo MEPDG asume que las fisuras por fatiga que se inician en la parte inferior de la capa asfáltica (bottom-up cracking) ocasionan las fisuras tipo piel de cocodrilo, mientras que las fisuras tipo longitudinal se asocian con fisuras que inician en la parte superior de la capa asfáltica (top-down cracking).

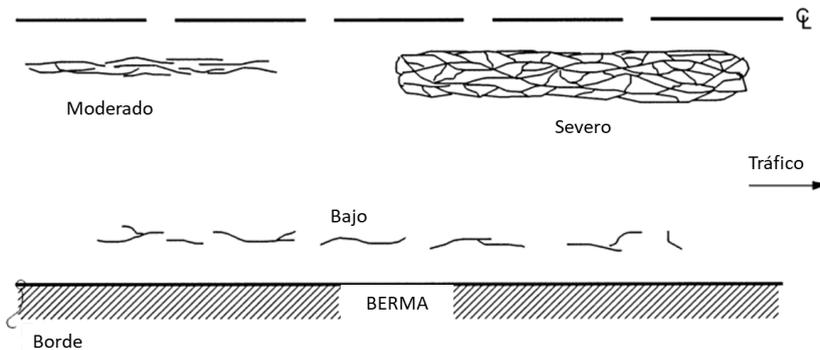
La cuantificación de las fisuras por fatiga de tipo piel de cocodrilo es a través de áreas y presentan diferentes grados de severidad, dependiendo de la interconexión de las fisuras.

Miller & Bellinger (2014) indican que estas fisuras se desarrollan en piezas de ángulos

agudos de muchos lados, con una distancia menor a 0.3m en el lado más largo, esto se parecía en la Figura 36. También, las fisuras longitudinales mostradas en la Figura 37 se presentan de manera paralela al eje central del pavimento flexible.

Figura 36

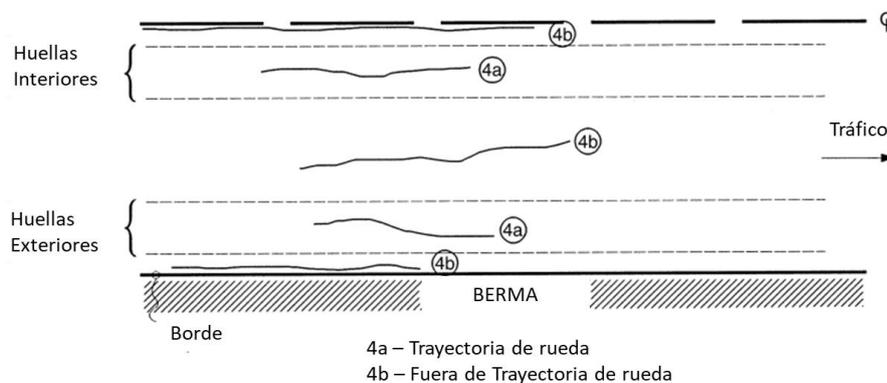
Grados de severidad de las fisuras por fatiga tipo piel de cocodrilo (bottom-up cracking)



Nota. Tomado de “Distress identification manual for the long-term pavement performance program” por Miller & Bellinger, 2014.

Figura 37

Presentación visual de las fisuras por fatiga tipo longitudinal



Nota. La ubicación de las fisuras longitudinales puede ser dentro de la huella del neumático (Wheel path) o fuera de ellas (Non-wheel path). Tomado de “Distress identification manual for the long-term pavement performance program” por Miller & Bellinger, 2014.

El enfoque MEPDG calcula el daño por fatiga para cada tipo de fisura (top-down o bottom-up cracking), esto se realiza mediante la Ley de Miner, mostrado en la Ecuación 44. El daño por fatiga debido a la aplicación de cargas vehiculares y efectos medioambientales

ocurre cuando $D \geq 1$. Posteriormente, este daño por fatiga es correlacionado empíricamente con datos calibrados a través de funciones de transferencia.

$$D = \sum_{i=1}^T \frac{n_i}{N_i} \quad \text{Ecuación 44}$$

Donde:

D = Daño por fatiga.

T = Número total de periodos.

n_i = Número actual de aplicaciones de ejes de carga para el periodo i .

N_i = Número permitido de aplicaciones de ejes de carga para la capa asfáltica en el periodo i .

El modelo más común para la caracterización del daño por fatiga en la capa asfáltica es una función que depende de la deformación por tracción y la rigidez de la mezcla, esto predice el número de repeticiones de carga hasta llegar a la fisuración por fatiga. La Ecuación 45 muestra la relación constitutiva para caracterizar el daño por fatiga. De acuerdo con las calibraciones realizadas por el modelo MEPDG, la ecuación de fatiga resulta en la Ecuación 46. El factor k'_1 es un valor de corrección para diferentes espesores de capa asfáltica. El valor de k'_1 para fisuras abajo-arriba (bottom-up cracking) se calcula con la Ecuación 47 y para fisuras arriba-abajo (top-down cracking) se calcula con la Ecuación 48.

$$N_f = C k_1 \left(\frac{1}{\varepsilon_t}\right)^{k_2} \left(\frac{1}{E}\right)^{k_3} \quad \text{Ecuación 45}$$

$$N_f = 0.00432 k'_1 C \left(\frac{1}{\varepsilon_t}\right)^{3.9492} \left(\frac{1}{E}\right)^{1.281} \quad \text{Ecuación 46}$$

$$k'_1 = 1 / \left(0.000398 + \frac{0.003602}{1 + e^{11.02 - 3.49 Hac}} \right) \quad \text{Ecuación 47}$$

$$k'_1 = 1 / \left(0.01 + \frac{12}{1 + e^{15.676 - 2.8186 Hac}} \right) \quad \text{Ecuación 48}$$

Donde:

N_f = Número de repeticiones de carga hasta la fisuración por fatiga.

ε_t = Deformación por tracción en la ubicación crítica de la capa asfáltica.

E = Rigidez del material.

k_1, k_2, k_3 = Coeficientes de regresión de laboratorio.

C = Factor de ajuste de laboratorio a campo.

Hac = Espesor de la capa asfáltica (in).

Para calcular el porcentaje de área fisurada tipo Piel de cocodrilo (bottom-up cracking) se usa la función de transferencia mostrada en la Ecuación 49, la cual depende del daño por fatiga en la parte inferior de la capa asfáltica.

$$FC_{bottom} = \left(\frac{6000}{1 + e^{C'_1 + C'_2 \text{Log}(100 D_{bot})}} \right) \left(\frac{1}{60} \right) \quad \text{Ecuación 49}$$

$$C'_1 = 2 C'_2 \quad \text{Ecuación 50}$$

$$C'_2 = -2.40874 - 39.748(1 + Hac)^{-2.856} \quad \text{Ecuación 51}$$

Donde:

FC_{bottom} = Porcentaje de área fisurada tipo Piel de cocodrilo (bottom-up cracking) (%).

D_{bot} = Daño acumulado por fatiga en la parte inferior de la capa asfáltica.

Hac = Espesor de la capa asfáltica (in).

Por otro lado, para calcular las fisuras longitudinales por fatiga (top-down cracking) se usa la función de transferencia mostrada en la Ecuación 52, la cual depende del daño por fatiga en la parte superior de la capa asfáltica.

$$FC_{top} = 10.56 \left(\frac{1000}{1 + e^{7 - 3.5 \text{Log}(D_{top})}} \right) \quad \text{Ecuación 52}$$

Donde:

FC_{top} = Fisuras longitudinales que inician en la parte superior de la capa asfáltica (ft/mi).

D_{top} = Daño por fatiga acumulado en la parte superior de la capa asfáltica.

Se pueden identificar varios factores que influyen en las fisuras por fatiga en los pavimentos flexibles, estos factores se listan a continuación.

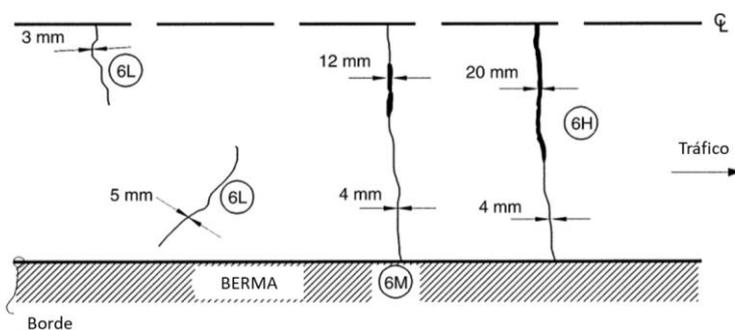
- Espesor de la capa asfáltica.
- Módulo dinámico de la capa asfáltica.

- Grado del ligante en la mezcla asfáltica.
- Envejecimiento del asfalto.
- Volumen de aire y contenido efectivo de ligante en la capa asfáltica.
- Espesor de la base granular.
- Módulo de la subrasante.
- Configuración de la carga de tráfico, área de contacto de las ruedas y presión de inflado.
- Temperatura y condiciones ambientales.

3.3.4.3. Fisuras Térmicas. Las fisuras térmicas no están relacionadas con la aplicación de las cargas en el pavimento, sino que son causadas por las bajas temperaturas o los ciclos térmicos. Estas fisuras se muestran de manera perpendicular al eje del pavimento y su severidad depende del ancho de la fisura. Miller & Bellinger (2014) indican que una baja severidad presenta fisuras con un ancho menor a 6mm, mientras que una moderada severidad presenta anchos de fisura entre 6mm y 19mm, finalmente, las fisuras térmicas severas presentan anchos mayores a 19mm, esto se aprecia en la Figura 38.

Figura 38

Presentación visual de severidades de las fisuras térmicas



Nota. Las letras L, M y H hacen referencia a la severidad de las fisuras (Low, Moderate, High). Tomado de “Distress identification manual for the long-term pavement performance program” por Miller & Bellinger, 2014.

La cantidad de fisuras térmicas esperadas en el pavimento proviene de la relación de la profundidad de la fisura con la frecuencia de la fisura, la cual se calcula con las siguientes

ecuaciones constitutivas. La propagación de estas fisuras debido a ciclos de enfriamiento se representa mediante la Ecuación 53.

$$C_f = \beta_1 N \left(\frac{1}{\sigma_d} \right) \log \left(\frac{C}{Hac} \right) \quad \text{Ecuación 53}$$

$$\Delta C = A (\Delta K)^n \quad \text{Ecuación 54}$$

$$A = 10^{\beta(4.389 - 2.52 \log(E * n * \sigma_m))} \quad \text{Ecuación 55}$$

$$n = 0.8 \left(1 + \frac{1}{m} \right) \quad \text{Ecuación 56}$$

$$K = \sigma_{tip} (0.45 + 1.99 (C_0)^{0.56}) \quad \text{Ecuación 57}$$

Donde:

C_f = Cantidad de fisuras térmicas observadas (ft/mi).

β_1 = Coeficiente de regresión determinada de la calibración en campo.

$N(z)$ = Distribución normal estándar evaluado a la profundidad z .

σ_d = Desviación estándar del logaritmo de la profundidad de la fisura en el pavimento (in).

C = Profundidad de la fisura (in). ΔC es la variación de profundidad de fisura debido a ciclos de enfriamiento.

Hac = Espesor de la capa asfáltica (in).

ΔK = Variación en el factor de la intensidad del esfuerzo debido a ciclos de enfriamiento.

A, n = Parámetros de fractura para la mezcla asfáltica.

β = Parámetro de calibración. Depende del Nivel jerárquico de entrada, Nivel 1 $\beta = 5$, Nivel 2 $\beta = 1.5$ y Nivel 3 $\beta = 3$.

E = Módulo de tracción indirecta de la mezcla asfáltica.

σ_m = Resistencia a la tracción de la mezcla asfáltica (psi).

m = Valor "m" proveniente de la curva de cumplimiento de flujo por tracción indirecta medido en laboratorio.

σ_{tip} = Esfuerzo del modelo de respuesta del pavimento en la profundidad de la punta de la grieta (psi).

C_0 = Actual longitud de la fisura (ft).

Se pueden identificar varios factores que afectan la predicción de las cantidades de fisuras térmicas en la capa asfáltica, estos factores se listan a continuación:

- Perfil de Temperatura-profundidad en el pavimento.

- Cumplimiento de fluencia y su temperatura de ensayo.
- Resistencia a la tracción de la capa asfáltica.
- Vacíos en el agregado mineral.
- Coeficiente de contracción térmica de agregados y de la mezcla asfáltica.
- Espesor de la capa asfáltica.
- Vacíos de aire y vacíos llenados con asfalto en la mezcla.
- Intersección de la relación viscosidad del ligante-temperatura.

3.3.4.4. Regularidad Superficial. El modelo MEPDG considera que la ocurrencia de los tipos de deterioro estudiados previamente conlleva a una reducción de la regularidad superficial, el cual es medido mediante el Índice de Regularidad Superficial (IRI). De acuerdo con las investigaciones del programa NCHRP (2004) se identificó que los principales deterioros que afectan la regularidad son el ahuellamiento, variación de la profundidad del ahuellamiento y las fisuras por fatiga. Además, mediante un factor de sitio (SF) se tiene en cuenta deterioros debido a movimientos de suelo, expansión por congelamiento y asentamientos. El modelo MEPDG no considera otros deterioros como los baches, fisuras en bloque y fisuras longitudinales fuera de las huellas de la rueda.

El modelo matemático para predecir la regularidad superficial (IRI) en un pavimento flexible nuevo se muestra en la Ecuación 58.

$$IRI = IRI_0 + 40 (RD) + 0.40 (FC_{total}) + 0.008 (TC) + 0.015 (SF) \quad \text{Ecuación 58}$$

$$SF = Edad^{1.5} * \ln[(Precip + 1)(FI + 1) p_{02}] + \ln[(Precip + 1)(PI + 1) p_{200}] \quad \text{Ecuación 59}$$

Donde:

IRI_0 = IRI inicial después de la construcción del pavimento (in/mi).

RD = Profundidad promedio de ahuellamiento (in).

FC_{total} = Área total de las fisuras por fatiga, fisuras tipo piel de cocodrilo y longitudinales. La fisura longitudinal es multiplicada por 1 ft para convertirla en área (ft²).

TC = Longitud de las fisuras transversales (ft/mi).

Edad = Edad del pavimento (años).

Precip = Precipitación promedio anual (in).

FI = Índice promedio anual de congelamiento (°F días).

PI = Índice de plasticidad del suelo (%).

$p_{0.02}$ = Porcentaje de suelo pasante en la malla 0.02 mm (%).

$p_{0.075}$ = Porcentaje de suelo pasante en la malla 0.075 mm (%).

Los valores del IRI varían desde una rugosidad nula (IRI 0 m/km) hasta un estado intransitable de la carretera (IRI 33 m/km). La exigencia para que una infraestructura vial en servicio cumpla con cierto valor de IRI depende del tipo (autopista o carreteras) y acabado (pavimentado o no pavimentado) de la infraestructura. De acuerdo con el Manual de Carreteras Sección Suelos y Pavimentos el MTC recomienda que la rugosidad inicial para una carpeta asfáltica en caliente tenga los valores que se muestra en la Tabla 4.

Tabla 4

Rugosidad inicial (IRI) según tipo de carretera con carpeta asfáltica en caliente

Tipo de Carretera	IRI inicial pavimento nuevo (m/km)	IRI inicial pavimento reforzado (m/km)	IRI durante periodo de servicio (m/km)	Observación
Autopistas: IMDA > 6000 veh/día, calzadas separadas	2.00	2.50	3.50	IRI para confiabilidad de 95%
Carreteras Duales: 4001 < IMDA < 6000 veh/día, calzadas separadas	2.00	2.50	3.50	IRI para confiabilidad de 95%
Carreteras Primera Clase: 2001 < IMDA < 4000 veh/día, una calzada de dos carriles	2.50	3.00	4.00	IRI para confiabilidad de 95%
Carreteras Segunda Clase: 401 < IMDA < 2000 veh/día, una calzada de dos carriles	2.50	3.00	4.00	IRI para confiabilidad de 90%
Carreteras Tercera Clase: 201 < IMDA < 400 veh/día, una calzada de dos carriles	3.00	3.50	4.50	IRI para confiabilidad de 90%
Carreteras Bajo Volumen de Tránsito: IMDA < 200 veh/día, una calzada	3.00	3.50	4.50	IRI para confiabilidad de 85%

Nota. Tomado de “Manual de carreteras: suelos, geología, geotecnia y pavimentos” por MTC, 2014.

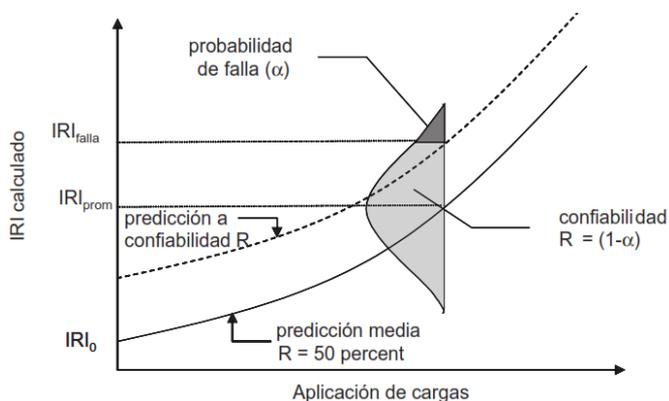
3.3.4.5. Confiabilidad de los Modelos de Predicción. En el modelo de diseño MEPDG se incorporó la confiabilidad como una variable a tener en cuenta en los análisis del deterioro y de la regularidad (IRI) del pavimento. Las predicciones del desempeño que se calculan pueden ser afectadas considerablemente por el nivel de confiabilidad que se haya seleccionado. La confiabilidad de diseño (R) se define como la probabilidad (P) de que el deterioro estimado sea menos que el deterioro crítico fijado para el periodo de diseño, representado en la Ecuación 60. Esto también se aplica para el IRI, el cual es una función de otros deterioros individuales.

$$R = P [\text{Deterioro en el periodo de diseño} < \text{Nivel de deterioro crítico}] \quad \text{Ecuación 60}$$

Durante el proceso de diseño la metodología MEPDG considera que las variables de ingreso tienen valores promedios y en base a esto calcula los deterioros y la regularidad. Este primer cálculo es estimado con una confiabilidad de 50% para los deterioros y la regularidad durante el periodo de diseño. Una confiabilidad mayor desplaza la curva de diseño, tal como se muestra en la Figura 39 para el IRI.

Figura 39

Confiabilidad de diseño para el IRI en el modelo MEPDG



Nota. La gráfica muestra que a mayor confiabilidad en la predicción de los deterioros la probabilidad de falla es menor durante la vida de diseño. Tomado de “Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide A manual of practice” por AASHTO, 2015.

La confiabilidad está asociado al error estándar de los modelos de predicción representadas por las ecuaciones que predicen el deterioro. En la calibración de la metodología MEPDG se calculó los errores de los datos calculados respecto a los medidos en campo para cada tipo de deterioro usando información del programa Long-Term Pavement Performance (LTPP) en Estados Unidos y Canadá.

La confiabilidad de diseño debe ser seleccionado acorde a los valores máximos de criterios de desempeño esperados alcanzar en el análisis, una alta confiabilidad sumado al cumplimiento de un valor pequeño de desempeño robustece innecesariamente la estructura del pavimento. La Tabla 5 y Tabla 6 recomiendan valores umbrales para el criterio de desempeño y el nivel de confiabilidad en función de la clasificación vial para pavimentos flexibles.

Tabla 5

Valores umbrales según tipo de deterioro en pavimentos flexibles

Criterio de desempeño	Valores umbrales para el final de la vida de diseño
Fisura tipo piel de cocodrilo (bottom-up cracking)	Interestatal: 10% del área del carril Primaria: 20% del área del carril Secundaria: 35% del área del carril
Ahuellamiento (deformación permanente en los caminos de la rueda)	Interestatal: 0.40 in Primaria: 0.50 in. Others (< 72 km/h): 0.65 in
Longitud de fisuras transversales (fisuras térmicas)	Interestatal: 500 ft/mi Primaria: 700 ft/min Secundaria: 700 ft/mi
IRI (Regularidad)	Interestatal: 160 in/mi Primaria: 200 in/mi Secundaria: 200 in/mi

Nota. Adaptado de “Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide A manual of practice” por AASHTO, 2015.

Tabla 6

Valores mínimos sugeridos de confiabilidad de acuerdo con la clasificación vial

Clasificación funcional	Nivel de confiabilidad	
	Urbano	Rural
Interestatal/Autopistas	95	95
Arterias principales	90	85
Colectoras	80	75
Locales	75	70

Nota. Adaptado de “Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide A manual of practice” por AASHTO, 2015.

Capítulo IV: Hipótesis y Variables

4.1. Hipótesis General

La incorporación de las variables locales en el diseño MEPDG caracterizadas a Nivel 2 o superior permiten predecir confiablemente el deterioro del pavimento flexible de la carretera Puquina-Omate.

4.2. Hipótesis Específicas

- La temperatura ambiental es la principal variable climática que influye en la predicción del deterioro del pavimento flexible de la carretera Puquina-Omate.
- Los espectros de carga vehicular por eje es la principal variable de tráfico que influye en la predicción del deterioro del pavimento flexible de la carretera Puquina-Omate.
- El Módulo dinámico de la mezcla asfáltica es la principal propiedad mecánica que influyen en la predicción del deterioro del pavimento flexible de la carretera Puquina-Omate.

4.3. Identificación de Variable

La presente investigación involucra variables independientes y dependientes, las cuales se definen a continuación dentro del marco de estudio.

4.3.1. Variables Independientes

Tabla 7

Variables independientes de estudio

Variable	Definición Conceptual
Condiciones climáticas	Son los patrones de variación de temperatura ambiental, precipitación, velocidad del viento, humedad relativa y radiación solar.
Características del tráfico vehicular	Son las características del flujo vehicular en una determinada vía que influyen en el diseño de pavimentos. Involucra las características propias del vehículo y su influencia en el pavimento.
Propiedades de los materiales de pavimentación	Son las características físicas y mecánicas de los componentes que forman la estructura del pavimento.

Nota. Las variables independientes presentadas en la tabla fueron agrupadas en tres grupos, las cuales serán detalladas posteriormente.

4.3.2. Variables Dependientes

De acuerdo con la metodología MEPDG y el enfoque de esta investigación las variables dependientes de estudio se muestran a continuación.

Tabla 8

Variables dependientes de estudio

Variable	Definición Conceptual
Deformación permanente	Es la depresión de la estructura de pavimento en las huellas de las ruedas generadas por consolidación o movimiento lateral de los materiales del pavimento.
Fisuras tipo piel de cocodrilo	Son grietas interconectadas causadas por el agrietamiento de la carpeta asfáltica desde la parte inferior de la capa hacia la parte superior (fisura de abajo-arriba).
Fisuras longitudinales	Es un tipo de fisuramiento por fatiga que ocurre en las huellas de las ruedas de forma paralela al eje del pavimento
Fisuras térmicas	Son fisuras principalmente transversales al eje del pavimento causado por los ciclos térmicos o bajas temperaturas.

Índice de Regularidad Internacional	Es el parámetro que representa el perfil del pavimento en las huellas de las ruedas. Para la metodología MEPDG es una función de las fisuras longitudinales, fisuras transversales, fisuras tipo piel de cocodrilo y deformación permanente.
-------------------------------------	--

4.4. Operacionalización de Variables

Tabla 9

Operacionalización de variables independientes

Variable	Indicadores	Unidad de medida	Escala
Condiciones climáticas	Temperatura ambiental	°C	Cuantitativa continua
	Velocidad del viento	mi/h	Cuantitativa continua
	Precipitación	in/ft ²	Cuantitativa continua
	Humedad Relativa	%	Cuantitativa continua
	Nubosidad	%	Cuantitativa continua
	Radiación solar	BTU/ft ² -dia	Cuantitativa continua
Características del tráfico vehicular	Tráfico promedio diario anual de camiones AADTT	Und	Cuantitativa discreta
	Número de carriles	Und	Cuantitativa discreta
	Camiones en la dirección de diseño	%	Cuantitativa continua
	Camiones en el carril de diseño	%	Cuantitativa continua
	Velocidad de operación	mi/h	Cuantitativa continua
	Factor de ajuste mensual	%	Cuantitativa continua
	Distribución por clase	%	Cuantitativa continua
	Factor de distribución horaria	%	Cuantitativa continua
	Factor de crecimiento	%	Cuantitativa continua
	Factor de distribución de carga por tipo de eje	%	Cuantitativa continua
	Relación número ejes/camión	-	Cuantitativa continua
	Distancia entre ejes	in	Cuantitativa continua
	Ubicación de la llanta promedio	in	Cuantitativa continua
	Desviación estándar del zigzag lateral	in	Cuantitativa continua
Ancho del carril de diseño	ft	Cuantitativa continua	
Propiedad de los materiales de pavimentación	Módulo dinámico de MAC	psi	Cuantitativa continua
	Resistencia a la tracción indirecta de MAC	psi	Cuantitativa continua
	Cumplimiento de flujo de MAC	psi	Cuantitativa continua
	Valor de Poisson	-	Cuantitativa continua
	Absorbencia superficial de onda corta	-	Cuantitativa continua
	Conductividad térmica	BTU/h-ft-F°	Cuantitativa continua
	Capacidad calorífica	BTU/lb-F°	Cuantitativa continua

Coefficiente de contracción térmica	in/in/°F	Cuantitativa continua
Contenido de asfalto efectivo en MAC	%	Cuantitativa continua
Porcentaje de vacíos con aire en MAC	%	Cuantitativa continua
Gravedad específica de los materiales	pcf	Cuantitativa continua
Porcentaje de vacíos llenos de asfalto en MAC	%	Cuantitativa continua
Módulo resiliente de materiales granulares	psi	Cuantitativa continua
Máxima densidad seca de suelo y BG	pcf	Cuantitativa continua
Óptimo contenido de humedad de suelo y BG	%	Cuantitativa continua
Índice de plasticidad	%	Cuantitativa continua
Análisis granulométrico	%	Cuantitativa continua
Contenido de humedad	%	Cuantitativa continua

Nota. Las variables de tráfico solo consideran los vehículos de Clase 4 o superior (clasificación norteamericana).

Se consideró a las unidades de medida en el sistema inglés para ser consistente con lo requerido por el software MEPDG versión 1.100, sin embargo, mucho de los análisis y resultados también se presentan considerando el Sistema Internacional de Unidades.

Tabla 10

Operacionalización de variables dependientes

Variabes	Unidad de medida	Escala
Deformación permanente	in	Cuantitativa continua
Fisuras tipo piel de cocodrilo	% / ft ²	Cuantitativa continua
Fisuras longitudinales	ft / mi	Cuantitativa continua
Fisuras térmicas	ft / ancho carril	Cuantitativa continua
Índice de Regularidad Internacional	in / mi	Cuantitativa continua

Nota. Se consideró a las unidades de medida en el sistema inglés para ser consistente con lo requerido por el software MEPDG versión 1.100, sin embargo, mucho de los análisis y resultados también se presentan considerando el Sistema Internacional de Unidades.

4.5. Matriz de Consistencia

Tabla 11

Matriz de consistencia general

PROBLEMA GENERAL	OBJETIVO GENERAL	HIPÓTESIS GENERAL
¿Cómo influye la incorporación de las variables locales del diseño mecanístico-empírico MEPDG en la predicción del deterioro del pavimento flexible de la carretera Puquina-Omate?	Estudiar si la incorporación de las variables locales en el diseño mecanístico-empírico MEPDG tiene influencia en la predicción del deterioro del pavimento flexible de la carretera Puquina-Omate	La incorporación de las variables locales en el diseño MEPDG caracterizadas a Nivel 2 o superior permiten predecir confiablemente el deterioro del pavimento flexible de la carretera Puquina-Omate

Tabla 12

Matriz de consistencia específica

PROBLEMAS	OBJETIVOS	HIPÓTESIS	VARIABLES	TÉCNICAS DE RECOLECCIÓN DE DATOS
¿Cuáles son las variables climáticas locales más influyentes en la predicción del deterioro del pavimento flexible de la carretera Puquina-Omate?	Estudiar la influencia de las variables climáticas locales en la predicción del deterioro del pavimento flexible de la carretera Puquina-Omate mediante la metodología mecanística-empírica MEPDG	La temperatura ambiental es la principal variable climática que influye en la predicción del deterioro del pavimento flexible de la carretera Puquina-Omate	Condiciones climáticas	La información de temperatura ambiental, velocidad del viento, humedad, radiación solar y precipitación de la zona del proyecto fue obtenida de la estación meteorológica automática San José de Uzuna, la cual es administrada por SENAMHI.

<p>¿Cuáles son las principales variables del tráfico vehicular de la carretera Puquina-Omate que influyen en la predicción del deterioro del pavimento flexible?</p>	<p>Estudiar la influencia de las variables de tráfico vehicular local en la predicción del deterioro del pavimento flexible de la carretera Puquina-Omate mediante la metodología de diseño MEPDG</p>	<p>Los espectros de carga vehicular por eje es la principal variable de tráfico que influye en la predicción del deterioro del pavimento flexible de la carretera Puquina-Omate</p>	<p>Parámetros de tráfico</p>	<p>La información de conteo vehicular fue obtenida del Expediente Técnico del proyecto en estudio. Además, la información de pesaje vehicular fue obtenida de la empresa concesionaria COVISUR S.A.</p>
<p>¿Cuáles son las principales propiedades mecánicas de los materiales de pavimentación a tener en cuenta para predecir confiablemente el deterioro del pavimento flexible de la carretera Puquina-Omate?</p>	<p>Estudiar la influencia de las propiedades mecánicas de los materiales requeridos por la metodología mecanística-empírica MEPDG en la predicción del deterioro del pavimento flexible de la carretera Puquina-Omate</p>	<p>El Módulo dinámico de la mezcla asfáltica es la principal propiedad mecánica que influyen en la predicción del deterioro del pavimento flexible de la carretera Puquina-Omate</p>	<p>Propiedades de los materiales</p>	<p>Las propiedades de los materiales fueron obtenidas de los ensayos de laboratorio realizados (ensayo de diseño Marshall, Análisis granulométrico, Límites de consistencia, Ensayo Proctor modificado y Ensayo CBR) y del Expediente Técnico del proyecto en estudio.</p>

Capítulo V: Metodología

5.1. Tipo y Diseño de Investigación.

La presente investigación de acuerdo con el fin que persigue se clasifica como una investigación aplicada. El sustento se basa en que la investigación busca conocer el desempeño del pavimento flexible de la carretera Puquina-Omate considerando variables de clima, tráfico y características del material en el proceso de diseño.

Desde la perspectiva de los tipos de datos analizados, el presente trabajo es considerado como investigación cuantitativa. Las características cuantitativas se muestran en la recolección de datos numéricos relacionados a las variables independientes y el análisis numérico de las variables dependientes, este proceso contestará la hipótesis de la investigación.

De acuerdo con la metodología usada para demostrar la hipótesis la presente investigación cumple las condiciones para ser considerada descriptiva y correlacional. En el aspecto descriptivo se investigará y determinará las propiedades y/o características de los materiales de pavimentación, condiciones climáticas y tráfico vehicular. En el aspecto correlacional se analizará la influencia de las variables independientes (clima, tráfico y características del material) en el cálculo del desempeño del pavimento.

5.2. Unidad de Análisis.

La unidad de análisis en el presente trabajo de investigación es la estructura del pavimento. Esta unidad está compuesta por capas estructurales horizontales de material asfáltico y material granular. Las variables independientes como clima y tráfico actúan sobre la estructura de capas que conforman la unidad de análisis. Asimismo, el cálculo del

desempeño vinculado a las variables dependientes es representado físicamente en la estructura de capas del pavimento.

5.3. Población de estudio.

El presente proyecto de investigación está relacionado con el proyecto “Mejoramiento de la carretera Moquegua-Omate-Arequipa Tramo II: km 35+000 al km 153+500”. Sin embargo, como población de estudio para el desarrollo de la presente investigación se considera solo el tramo comprendido entre las progresivas 115+100 a 150+430, la cual se referencia como la Carretera Puquina-Omate. Para determinar la población en estudio se tuvo en cuenta la cercanía con la estación meteorológica automática San José de Uzuna (Arequipa) de donde se obtuvo los datos climáticos para la presente investigación.

5.4. Tamaño de Muestra.

El tamaño de la muestra está conformado por 35 km del proyecto “Mejoramiento de la carretera Moquegua-Omate-Arequipa Tramo II: km 35+000 al km 153+500”. En dicho tramo se cuenta con los estudios de suelos, estudios de tráfico e información climática requerida en la metodología MEPDG.

5.5. Selección de Muestra.

La selección de la muestra es por cuotas dentro del grupo no-probabilístico. El criterio principal para la selección de las muestras, que en este caso en particular son muestras de suelo de subrasante, obedece a lo recomendado por el MTC para la exploración de suelos en proyectos de infraestructura vial. Para una carretera de segunda clase es recomendable tres calicatas por kilómetro longitudinal (MTC, 2014).

5.6. Técnicas de Recolección de Datos.

La recolección de información para la presente investigación está enmarcada en tres grupos de variables independientes, características climáticas, características de tráfico y propiedades de materiales. Las principales técnicas usadas en la recolección de información fueron la observación y pruebas estandarizadas (ensayos de laboratorio). En esta sección se resumirá el procedimiento seguido para la obtención de los datos cuantitativos asociadas a cada variable.

La caracterización de las variables climáticas fue principalmente a través de la recopilación de información de la estación meteorológica automática San José de Uzuna (Arequipa) y complementada solo para data de radiación solar con la estación meteorológica automática Moquegua (Moquegua). La ubicación de estas estaciones son las más cercanas al proyecto en estudio y son administradas por el Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología (SENAMHI), tal como se muestra en la Figura 40. La información general de las estaciones se muestra en la Tabla 13.

Tabla 13

Información general de las estaciones meteorológicas

Descripción	Estación Meteorológica	
	San José de Uzuna	Moquegua
Ubicación (dist., prov., depart.)	Polobaya, Arequipa, Arequipa.	Moquegua, Mariscal Nieto, Moquegua.
Tipo de estación	Automática	Automática
Latitud	16°34'51.7" S	17°10'43.48" S
Longitud	71°19'42.1" W	70°55'57.61" W
Altitud	3269 msnm	1420 msnm

Nota. Adaptado de SENAMHI como parte de la información solicitada para el desarrollo de la presente investigación. La información fue recibida del SENAMHI mediante archivos digitales en Mayo del 2022.

Figura 40

Ubicación geográfica de las estaciones meteorológicas automáticas



Nota. La imagen muestra que las estaciones meteorológicas automáticas San José de Uzuna y Moquegua. Se resalta en color rojo el tramo de la carretera en estudio.

Los datos del tráfico vehicular fueron obtenidos principalmente del Expediente Técnico del proyecto en estudio “Mejoramiento de la carretera Moquegua-Omate-Arequipa Tramo II: km 35+000 al km 153+500”. Adicionalmente, se obtuvo información de pesaje vehicular de la estación Uchumayo (Arequipa) en el Tramo 5 de la carretera IIRSA Sur administrada por la Concesionaria COVISUR S.A.

La información sobre las propiedades mecánicas de los materiales de pavimentación se obtuvo a través de pruebas estandarizadas de laboratorio. Para las capas granulares del pavimento se realizó ensayos de CBR, Proctor modificado, Análisis por tamizado y Límites de consistencia. Para la capa asfáltica se realizó el ensayo de diseño Marshall y Análisis granulométrico del agregado usado. Los ensayos mencionados están normados mediante AASHTO, donde se detallan los procedimientos e instrumentos de ensayo.

5.7. Análisis e interpretación de la información.

Los datos de las variables independientes que requirieron procesamiento luego de la obtención de información fueron el pesaje vehicular para obtener los espectros de carga, las variables climáticas para agruparlas en un archivo con formato ICM de la metodología MEPDG y las propiedades de los materiales para identificar tramos homogéneos de estudio. También fue necesario el análisis de los resultados correspondientes al desempeño previsto del pavimento flexible, el cual está relacionado con la validación de la hipótesis.

Los datos de pesaje vehicular fueron agrupados grupo de eje y posteriormente mediante la estadística descriptiva se realizó la distribución de frecuencias de los datos, los cuales se agruparon en porcentajes simples la cantidad de ejes que pertenecen a cierto rango de pesos. Este proceso se realizó para cada eje, tipo de vehículo y cada mes del año. Los porcentajes resultantes son los denominados factores de carga vehicular y fueron usados en el software MEPDG versión 1.100.

Los datos de información climática, especialmente la temperatura del ambiente y del pavimento fueron analizados mediante la estadística descriptiva. Se calculó la distribución normal de la temperatura para cada mes promedio del año, el cual mostró la variabilidad y la tendencia central de los datos registrados. Los cálculos del programa MEPDG versión 1.100 relacionados a la temperatura del pavimento fueron realizados considerando el promedio de cada quintil en la curva de distribución normal para cada mes. Para los otros datos climáticos de precipitación, velocidad del viento y porcentaje de brillo solar se calculó principalmente la media aritmética (adicional a lo usado en el cálculo de la temperatura del pavimento).

Por otro lado, los datos de la capacidad portante del suelo (resultados del ensayo CBR) requirieron ser analizados mediante el concepto de diferencias acumuladas, el cual delinea estadísticamente tramos homogéneos para los datos de CBR presentados. Esto permitió que el suelo de subrasante para la longitud en estudio (km 115 a km 150) sea

dividido en cuatro tramos con un CBR de diseño promedio para cada uno. Las otras propiedades de los materiales fueron tomadas del CBR más cercano al CBR promedio del tramo homogéneo, el cual representa un análisis lógico en la relación de dichos datos. Finalmente, la comprobación de las hipótesis se realizó mediante la relación lógica entre las variables de ingreso y los resultados.

Capítulo VI: Procedimiento y Método de Análisis

6.1. Estructuración de las Variables de Entrada

El presente capítulo describe los procedimientos y métodos de análisis seguidos para la obtención y estructuración de las variables de entrada de acuerdo con la metodología MEPDG y su software versión 1.100. Para un mejor entendimiento se dividió las variables en tres principales grupos, variables climáticas, tráfico vehicular y propiedades de los materiales. La descripción del procedimiento es detallada para aquellas variables que se consideró de relevancia en la metodología MEPDG.

6.1.1. Variables de Clima

Todas las variables climáticas de la metodología MEPDG son consideradas en el modelo EICM que incluye el software de diseño, el cual es alimentado por un archivo con extensión “.icm”. Este archivo ICM contiene las variables mencionadas en la Tabla 2 y con la configuración mostrada en la Figura 30. En este apartado se detallará el proceso seguido para la elaboración del archivo ICM aplicable al proyecto. Es importante mencionar que se alcanzó el Nivel 1 de caracterización para la mayoría de las variables climáticas requeridas en la metodología MEPDG, tal como se muestra en la Tabla 14.

Tabla 14

Caracterización de las variables climáticas

Grupo	Variable	Nivel de Jerarquía			Observación
		Nivel 1	Nivel 2	Nivel 3	
Archivo climático ICM	Humedad Relativa	X			Información de SENAMHI
	Salida y Puesta del sol	X			Información de sunrise-and-sunset
	Radiación solar	X			Información de SENAMHI
	Temperatura	X			Información horaria de SENAMHI
	Precipitación	X			Información horaria de SENAMHI
	Velocidad del viento	X			Información horaria de SENAMHI

Nubosidad	X	Valor promedio
Profundidad de nivel freático	X	Valor referencial

Nota. La variable de “Salida y puesta del sol” fue considerada Nivel 1 por que se basa en modelos astronómicos precisos que calculan la posición del sol respecto a cualquier lugar de la tierra.

6.1.1.1. Confección del modelo ICM. Las dos estaciones meteorológicas automáticas tenidas en cuenta para la obtención de las variables climáticas son la Estación San José de Uzuna y Estación Moquegua, ambas administradas por el SENAMHI. El proceso de estructuración del archivo ICM se lista a continuación.

- La información climática obtenida del SENAMHI en archivo Excel contó con datos registrados desde el 07/04/2014 hasta 12/05/2022 para la Estación San José de Uzuna y desde el 01/01/2012 hasta 12/05/2022 para la Estación Moquegua. Ambas estaciones contaron con información horaria de temperatura, humedad relativa, precipitación y dirección del viento. Sin embargo, solo la Estación Moquegua contó con información de radiación solar medida de manera horaria desde el 01/05/2018 hasta el 12/05/2022.
- La información horaria se procesó para 8 años con los datos de la Estación San José de Uzuna para los periodos del 01/05/2014 hasta el 30/04/2022. En cambio, la información de radiación solar se consideró de la Estación Moquegua con data registrada de cuatro años (2018 hasta el 2022), la cual fue duplicada para cubrir los años desde el 2014 hasta el 2018 donde no se contó con registros de campo.
- El registro de datos horarios del SENAMHI presentó discontinuidad de información para algunas horas del día, los cuales fue necesario completar. Para los datos incompletos de temperatura y precipitación se promedió los valores más cercanos registrados a los horarios faltantes. En el caso de los datos incompletos de velocidad del viento se promedió las últimas 24 horas registradas antes de los horarios faltantes. Finalmente, en datos incompletos de radiación solar se promedió el registro para el

mismo horario de 24 horas antes y 24 horas después al horario faltante, esto debido al comportamiento periódico diario de los máximos valores de radiación solar, los cuales ocurren al medio día.

- Los datos diarios sobre las horas de salida y puesta del sol en la región Moquegua no son recopilados por el SENAMHI, por lo tanto, dicha información se obtuvo de la página web <https://www.sunrise-and-sunset.com/es/sun/peru/moquegua/2014/mayo> para los periodos del 01/05/2014 hasta el 30/04/2022, lo cual representa 8 años de información.
- La información de radiación solar que requiere el archivo ICM es la radiación total diaria, para esto se acumuló los datos horarios registrados por el SENAMHI para cada día de estudio. Además, se convirtió de las unidades Wh/m² registradas en campo a BTU/ft² requeridas por el software.
- Los datos horarios de nubosidad requeridos en el archivo ICM son medidos en porcentajes, por lo tanto, ya que este parámetro no es medido en campo por las estaciones meteorológicas automáticas se usó el valor promedio de 50% para todo el periodo de registro climático.
- La data sobre la profundidad del nivel freático requerido en el archivo ICM son registros horarios, sin embargo, este parámetro no es medido por ninguna agencia gubernamental. En la presente investigación para el proyecto vial carretera Puquina-Omate no se contó con dicha información, por lo que en promedio para los 8 años de registro climático se consideró 4.6m (15 ft) de profundidad al nivel freático.
- Todos los datos climáticos mencionados fueron procesados y estructurados con sus respectivas unidades en un archivo Excel a la forma requerida por el archivo ICM, el resultado se muestra en la Figura 41. Después, se guardó el archivo Excel en formato

Texto para eliminar los espacios innecesarios, luego se cambió a una extensión “.icm”. Se asignó el nombre de “Omate-PE” al archivo climático creado.

Figura 41

Data procesada para la elaboración del archivo ICM

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K
1	20140501-20220430										
2	-71.8234,-16.581,10725,15,-1,-1,-1,-1,50.51,15.875,17.12,79.1,87.6,87.66,6.51,44.5,40.7,39.8,42,44.6,47.2,58.9										
3		5	1	2014	5.950	17.400	2007.86				
4		0	39.9	0	4.7	50	15				
5		1	40.5	0	4.7	50	15				
6		2	38.3	0	8.72	50	15				
7		3	38.5	0	8.95	50	15				
8		4	38.5	0	8.95	50	15				
9		5	38.5	0	8.95	50	15				
10		6	38.7	0	11.86	50	15				
11		7	39	0	4.7	50	15				
12		8	50.2	0	6.04	50	15				
13		9	57.4	0	3.36	50	15				
14		10	60.4	0	5.14	50	15				
15		11	62.6	0	10.74	50	15				
16		12	64.2	0	12.08	50	15				
17		13	64.9	0	11.63	50	15				
18		14	64.9	0	12.97	50	15				
19		15	63.3	0	12.3	50	15				

Nota. En la numeración 02 de la figura mostrada se incluye los datos mensuales de la humedad relativa ambiental.

6.1.2. Variables de Tráfico Vehicular

Las variables de tráfico pueden ser agrupadas en cuatro partes para su ingreso y procesamiento en el software de diseño MEPDG, esto se muestra en la Tabla 15 incluyendo el nivel jerárquico de caracterización alcanzado en la presente investigación. Las dos fuentes principales de obtención de información sobre el tráfico vehicular fueron el Expediente Técnico (ET) del proyecto Carretera Puquina-Omate y el registro de pesaje vehicular de la empresa concesionaria COVISUR S.A.

Tabla 15

Caracterización de las variables de tráfico vehicular

Grupo	Variable	Nivel de Jerarquía			Observación
		Nivel 1	Nivel 2	Nivel 3	
Información del año base	Tráfico Promedio Diario Anual de Camiones Año Inicial (ambos sentidos)		X		Valor obtenido del ET

	Número de carriles en la dirección de diseño	X		1 carril, obtenido del ET	
	Porcentaje de camiones en la dirección de diseño		X	50%, obtenido del ET	
	Porcentaje de camiones en el carril de diseño		X	100%, obtenido del ET	
	Velocidad de operación de camiones		X	20 km/h, obtenido en base a la velocidad directriz del ET (30 km/h).	
Factores de ajuste del volumen de tráfico	Factor de ajuste mensual			X	Tabla de valores típicos del MEPDG Obtenido del ET
	Factor de distribución por clase de vehículo		X		Valores típicos del MEPDG
	Factor de distribución horaria de camión			X	Valores típicos del MEPDG
	Factor de crecimiento vehicular		X		4% lineal. Obtenido del ET
Factor de distribución de carga por eje	Espectros de carga		X		Obtenido en base al pesaje vehicular de COVISUR
Variables generales	Número Ejes/Camión		X		Valores obtenidos en base al reglamento nacional vehicular
	Configuración de eje			X	Valores típicos del MEPDG
	Distancia entre ejes			X	Valores típicos del MEPDG
	Ubicación de la llanta promedio			X	Valores típicos del MEPDG
	Desviación estándar del zigzag lateral			X	Valores típicos del MEPDG
	Ancho del carril de diseño	X			

Nota. Las variables obtenidas del Expediente Técnico del proyecto en estudio fueron consideradas de Nivel 2 a pesar de ser datos locales por que fueron obtenidos para un diseño AASHTO 93 sin considerar los requerimientos de la metodología MEPDG. Se exceptúan de esto las características físicas de la carretera porque son constantes y únicas.

La mayoría de las variables presentadas han sido ampliamente estudiadas y usadas en la metodología empírica de diseño AASHTO 93, las cuales tienen el mismo concepto de uso en la metodología MEPDG. Sin embargo, otras son relativamente nuevas y requieren un proceso detallado para su caracterización, este es el caso del factor de distribución de carga por eje (espectro de carga). A continuación, se detallará el procedimiento seguido para

calcular estos factores del espectro de carga y los porcentajes de distribución por clase de vehículo.

6.1.2.1. Espectros de Carga. Los datos de pesaje vehicular fueron obtenidos de la concesionaria COVISUR S.A., la cual está encargada de administrar el Tramo 5 del Corredor Vial Interoceánico Sur Perú-Brasil. En el Peaje Uchumayo (Arequipa) de dicho tramo se realizó la encuesta de carga en ambos sentidos mediante un sistema de pesaje móvil, con una velocidad promedio de paso de los vehículos de 5 km/h. El estudio de cargas considerado para este trabajo de investigación comprende los periodos anuales completos desde el año 2017 hasta el año 2019, los años posteriores a estos fueron considerados atípicos (debido a las restricciones sanitarias del año 2020 y 2021) y descartados del procesamiento.

Existen serias limitaciones a nivel nacional en la disponibilidad de información sobre datos de pesaje vehicular, ya que no existe una política orientada a la recopilación de esta información con fines ingenieriles. En tal sentido, el principal interés recae en las empresas concesionarias que miden los pesos con propósitos reguladores. La concesión de una infraestructura vial está orientado a aquellas vías que son importantes por su volumen de tráfico (Red vial nacional), lo que aparta del estudio a la red vial regional y vecinal. Es por ello que no se logró obtener información de pesaje vehicular de la región Moquegua, siendo el Peaje Uchumayo (Arequipa) el más cercano geográficamente al proyecto con dicha información.

A continuación se detallará el procedimiento seguido en la obtención de los factores de carga por tipos de eje, sin embargo, los resultados del procesamiento se muestran en el Capítulo VII.

- La información de pesaje vehicular obtenida en formato Excel registraron los pesos en toneladas por cada eje individual, sin contar los grupos de ejes que se presentan para

cada clase de vehículo (tándem, trídem y quad). Además, adicional a las 40 clases de vehículos establecidas en el reglamento vehicular se registraron variantes de estos tipos (ejemplo T3S3ex en la figura mencionada) y algunos de ellos no se reconocieron por el software al momento del pesaje, denominándoles NO-REC en la data recibida.

- Después del reconocimiento de la información obtenida se realizó una equivalencia de clasificación vehicular para expresar los vehículos conforme a lo requerido en el software MEPDG (clasificación FHWA). El factor principal para compatibilizar las nomenclaturas fue el número de ejes presentes en cada clasificación, esto se muestra en la Tabla 16. Los vehículos que no fueron reconocidos en la estación de pesaje fueron sustituidos por uno equivalente considerando la cantidad de ejes individuales que presentan.

Tabla 16

Equivalencia de clasificación vehicular FHWA y Reglamento peruano

Clasificación FHWA	Nº Ejes	Clasificación Peruana
C-4	2 y 3	B2, B3-1, B4-1
C-5	2	C2
C-6	3	C3
C-7	4	C4, 8X4
C-8	3 y 4	T2S1, T2S2, T2Se2, T3S1, C2R2, C2RB1, C2RB2, C3RB1, BA-1
C-9	5	T2S3, T3S2, C3RB2, C4RB1, 8X4RB1, T3Se2
C-10	6 y 7	T3S3, T3Se3, C4R2, C4R3, C4RB2, 8X4RB2
C-11	5	T2Se3, C2R3, C3R2
C-12	6	8X4R2, C3R3
C-13	7 +	T3S2S2, T3Se2Se2, T3S2S1S2, T3Se2S1Se2, C3R4, 8X4R3, 8X4R4

Nota. Las principales características para encontrar una equivalencia entre los dos sistemas de clasificación fueron el número de ejes y su configuración.

- Se agrupó y se sumó los pesos de los ejes individuales registrados en campo en tipos de ejes (simple, tándem y trídem). De esta manera, para un eje tándem se sumó los pesos de dos ejes individuales, análogamente para un eje trídem. Para este proceso fue

necesario identificar los grupos de ejes que presenta cada clase de vehículo de acuerdo con el reglamento vehicular peruano, conforme a la Tabla 17. El procedimiento repetitivo de suma de cargas para cada vehículo registrado se realizó mediante programación con Visual Basic. También, se convirtió los pesos de toneladas a libras (1 t = 2204.62 lb) para ser consistentes con la metodología MEPDG.

Tabla 17*Grupos de ejes por clase de vehículo*

Clasif. Peruana	Clasif. FHWA	N° Ejes	Grupo 1	Grupo 2	Grupo 3	Grupo 4	Grupo 5	Grupo 6	Grupo 7
C2	C-5	2	SIMP	SIMP					
C3	C-6	3	SIMP	TAND					
C4	C-7	4	SIMP	TRID					
8X4	C-7	4	TAND	TAND					
T2S1	C-8	3	SIMP	SIMP	SIMP				
T2S2	C-8	4	SIMP	SIMP	TAND				
T2Se2	C-8	4	SIMP	SIMP	SIMP	SIMP			
T2S3	C-9	5	SIMP	SIMP	TRID				
T2Se3	C-11	5	SIMP	SIMP	SIMP	TAND			
T3S1	C-8	4	SIMP	TAND	SIMP				
T3S2	C-9	5	SIMP	TAND	TAND				
T3Se2	C-9	5	SIMP	TAND	SIMP	SIMP			
T3S3	C-10	6	SIMP	TAND	TRID				
T3Se3	C-10	6	SIMP	TAND	SIMP	TAND			
C2R2	C-8	4	SIMP	SIMP	SIMP	SIMP			
C2R3	C-11	5	SIMP	SIMP	SIMP	TAND			
C3R2	C-11	5	SIMP	TAND	SIMP	SIMP			
C3R3	C-12	6	SIMP	TAND	SIMP	TAND			
C3R4	C-13	7	SIMP	TAND	TAND	TAND			
C4R2	C-10	6	SIMP	TRID	SIMP	SIMP			
C4R3	C-10	7	SIMP	TRID	SIMP	TAND			
8X4R2	C-12	6	TAND	TAND	SIMP	SIMP			
8X4R3	C-13	7	TAND	TAND	SIMP	TAND			
8X4R4	C-13	8	TAND	TAND	TAND	TAND			
C2RB1	C-8	3	SIMP	SIMP	SIMP				
C2RB2	C-8	4	SIMP	SIMP	TAND				
C3RB1	C-8	4	SIMP	TAND	SIMP				
C3RB2	C-9	5	SIMP	TAND	TAND				

C4RB1	C-9	5	SIMP	TRID	SIMP				
C4RB2	C-10	6	SIMP	TRID	TAND				
8X4RB1	C-9	5	TAND	TAND	SIMP				
8X4RB2	C-10	6	TAND	TAND	TAND				
T3S2S2	C-13	7	SIMP	TAND	TAND	TAND			
T3Se2Se2	C-13	7	SIMP	TAND	SIMP	SIMP	SIMP	SIMP	
T3S2S1S2	C-13	8	SIMP	TAND	TAND	SIMP	TAND		
T3Se2S1Se2	C-13	8	SIMP	TAND	SIMP	SIMP	SIMP	SIMP	SIMP
B2	C-4	2	SIMP	SIMP					
B3-1	C-4	3	SIMP	TAND					
B4-1	C-4	4	TAND	TAND					
BA-1	C-8	3	SIMP	SIMP	SIMP				

Nota. Las abreviaciones SIMP, TAND y TRID representan ejes simples, tándems y trídems, respectivamente.

- Para cada clase de vehículo y grupo de ejes se calculó los porcentajes de la cantidad de ejes cuyos pesos están en cierto rango de valores, estos rangos se mostraron en el ítem **3.3.2.1. Caracterización del Tráfico Vehicular**. Un extracto de este procesamiento para eje simple se muestra en la Tabla 18. Los valores de la tabla son los factores de distribución de carga por tipo de eje requeridos por el software MEPDG.

Tabla 18

Tabla de porcentaje de pesos para cada rango de eje simple

Clasif. FHWA	Rango de cargas para tipos de ejes simple								
	3000	4000	5000	6000	7000	8000	9000	10000	(...)
C-4	0.74	0	0	0.25	0	0.98	1.72	0.98	(...)
C-5	0.57	0	1.15	4.02	4.02	2.3	3.16	3.74	(...)
C-6	0.16	0	0	0	0.16	0.82	1.81	2.47	(...)
C-7	5.88	0	0	0.53	0	0	0	0.53	(...)
C-8	0	0.29	0.29	0	2.63	1.17	1.46	4.97	(...)
C-9	0.26	0.09	0.09	0.17	0.51	0.17	0.6	3.67	(...)
C-10	0.26	0	0	0	0.05	0.01	0.15	2.98	(...)
C-11	0.6	0.2	0.4	1.61	4.22	3.41	1	0.8	(...)
C-12	0	0	0	0.25	2.25	3	0.25	0.5	(...)
C-13	13.7	3.59	6.53	6.93	5.3	4.24	6.36	4.57	(...)

Nota. La tabla presentada es un extracto de los valores de espectro de carga calculado para el mes de enero del 2019. Los datos horizontales continúan hasta un rango de carga de 40000 lb.

- El procesamiento de cargas vehiculares descritos en los pasos anteriores se repiten para cada grupo de eje (simple, tándem y trídem), para cada mes del año y para los tres años de datos recopilados. Los factores de carga usados en el software MEPDG versión 1.100 fue el promedio aritmético de los tres años de información procesada.

6.1.2.2. Factores de Distribución por Clase de Vehículo. Estos factores de distribución son porcentajes que representan la incidencia de la cantidad de vehículos por cada clase que fueron registrados en el conteo vehicular para el Expediente Técnico del proyecto en estudio. La Tabla 19 muestra la distribución porcentual con una clasificación vehicular norteamericana.

Tabla 19

Distribución porcentual por clase de vehículo

Clasif. FHWA	Porcentaje
C-4	3.9%
C-5	40.8%
C-6	11.7%
C-7	1.5%
C-8	12.2%
C-9	25.0%
C-10	2.7%
C-11	0.6%
C-12	0.3%
C-13	1.3%

Nota. La metodología MEPDG solo considera en el diseño vehículos de tipo C-4 o superior.

6.1.1.3. Número Ejes/Camión. Los valores de la variable Número ejes/camión representa el número promedio de ejes por clase de vehículo y tipo de eje, desde la Clase 4 a la Clase 13 (Clasificación FHWA). Los datos para los cálculos de estos factores fueron obtenidos de la configuración vehicular presentada en el Reglamento Nacional de Vehículos. El procedimiento seguido se detalla a continuación.

- Se identificó las equivalencias entre la clasificación vehicular peruana y norteamericana, de acuerdo con lo mostrado en la Tabla 17. Para cada clase de vehículo fue necesario identificar los tipos de ejes con los que cuenta (simple, tándem y trídem).
- Se calculó los promedios de los tipos de ejes para la cantidad de vehículos en cada clase. Por ejemplo, la clase C-4 (norteamericana) está conformado por la clase B2, B3-1, B4-1 (peruana), de los cuales las dos primeras clases cuentan con 1 eje simple y 1 eje tándem, mientras que la tercera clase cuenta solo con 2 ejes tándem. Los promedios de los tipos de ejes para este ejemplo se muestran en la Tabla 20.

Tabla 20

Factor número ejes/camión para la clase C-4

C-4	Simple	Tándem
B2	1	1
B3-1	1	1
B4-1	0	2
Promedio	0.67	1.33

- Análogamente se calculó el promedio de cada eje para las clases de vehículos restantes. El resumen de estos cálculos se muestra en la Tabla 21. Los grupos de ejes tipo Quad no se encuentran en los vehículos de la clasificación peruana, por lo que su valor para todos los casos es nulo.

Tabla 21

Factores del número de ejes por clase de vehículo

clase	Simple	Tándem	Trídem	Quad
C-4	0.67	1.33	0	0
C-5	2	0	0	0
C-6	1	1	0	0
C-7	0.5	1	0.5	0
C-8	2.78	0.44	0	0
C-9	1.67	1.17	0.33	0
C-10	1.5	1.33	0.67	0

C-11	3	1	0	0
C-12	2	2	0	0
C-13	2.29	2.57	0	0

Nota. En la clasificación peruana y norteamericana no se cuenta con grupo de ejes quad.

6.1.3. Variables de los Materiales de Pavimentación

Las propiedades de los materiales requeridos en la metodología MEPDG depende de la configuración y el tipo de capa estructural del pavimento. Para la presente investigación la estructura del pavimento consta de una capa superficial de mezcla asfáltica, una capa intermedia de base granular y el suelo de fundación o subrasante. Lo ensayos de laboratorio necesarios para caracterizar los materiales están ligados con el nivel jerárquico que se busca alcanzar en la metodología MEPDG. La Tabla 22 muestra las variables de ingreso para los materiales de pavimentación y su respectivo nivel jerárquico alcanzado en la presente investigación.

Tabla 22

Caracterización de las propiedades de los materiales

Material	Propiedad	Nivel de Jerarquía			Observación
		Nivel 1	Nivel 2	Nivel 3	
Mezcla Asfáltica	Módulo Dinámico			X	Usando la ecuación predictiva del MEPDG
	Resistencia a Tracción			X	Valor típico del MEPDG
	Cumplimiento de Fluencia			X	Valores típicos del MEPDG
	Valor de Poisson			X	Valores típicos del MEPDG
	Absorbencia superficial de onda corta			X	Valor típico del MEPDG
	Conductividad térmica			X	Valor típico del MEPDG
	Capacidad calorífica			X	Valor típico del MEPDG
	Coefficiente de contracción térmica			X	Valor típico del MEPDG
	Contenido de asfalto efectivo por volumen		X		Del ensayo de diseño Marshall
	Vacíos de aire		X		Del ensayo de diseño Marshall

	Gravedad específica del agregado	X		Del ensayo de diseño Marshall
	Granulometría	X		Del ensayo de diseño Marshall
	Peso unitario	X		Del ensayo de diseño Marshall
	Vacíos llenos con asfalto	X		Del ensayo de diseño Marshall
Ligante Asfáltico	Relación viscosidad-temperatura (A-VTS)		X	Basado en el valor PEN
	Módulo Resiliente	X		Correlacionado con el valor CBR
	Análisis Granulométrico	X		De los ensayos realizados
	Valor de Poisson		X	Valor típico del MEPDG
Base Granular y Subrasante	Máxima densidad seca	X		De los ensayos realizados
	Óptimo contenido de humedad	X		De los ensayos realizados
	Índice Plástico	X		De los ensayos realizados
	Límite Líquido	X		De los ensayos realizados
	Curva característica Suelo-Agua		X	Valores típicos del MEPDG

Nota. Las variables consideradas de Nivel 1 fueron obtenidos de ensayos normados de laboratorio, sin embargo, los resultados del ensayo Marshall se consideró Nivel 2 por que fueron usados para calcular la Curva maestra mediante la ecuación predictiva de Witzzak.

Respecto al cálculo de las propiedades de la capa asfáltica se resume lo siguiente. En un Nivel 3 la curva maestra de la mezcla asfáltica se puede calcular usando propiedades volumétricas de la mezcla, gradación del agregado y conociendo la relación viscosidad-temperatura (A-VTS) del ligante asfáltico a través del valor PEN. Las dos primeras propiedades mencionadas se calcularon mediante el ensayo de diseño de mezclas Marshall, mientras que la relación A-VTS se obtuvo al correlacionarlo con el valor PEN del ligante asfáltico. Los ensayos realizados se describen en las siguientes secciones.

Respecto a las propiedades del material de subrasante y base granular se realizó los ensayos de análisis granulométrico por tamizado, límites de consistencia, ensayo Proctor modificado y ensayo CBR. Estas propiedades fueron requeridas directa o indirectamente en la metodología MEPDG. Los ensayos anteriores también sirvieron para obtener la clasificación de suelos AASHTO y correlacionarlo con el Módulo resiliente del material. Un

detalle mayor del procedimiento seguido para los ensayos se presenta en las siguientes secciones.

6.1.3.1. Propiedades Volumétricas de la Mezcla Asfáltica. Conocer las propiedades volumétricas mediante el ensayo de diseño de mezclas Marshall permite usar la ecuación constitutiva del Módulo dinámico de la mezcla asfáltica, la cual se presentó en la Ecuación 16. La verificación del ensayo Marshall (diseño original en el Expediente Técnico del proyecto en estudio) se realizó con una muestra de agregados grueso y fino destinados para la producción de mezcla asfáltica en el proyecto en estudio, además, el ligante asfáltico usado fue equivalente en penetración a lo usado en campo. Los materiales, equipos y el procedimiento de laboratorio se detallan a continuación, mientras que el panel fotográfico se muestra en el ANEXO 1.

Materiales y equipos empleados.

- Moldes de compactación de 102mm de diámetro y 64mm de altura, con sus respectivos collarines de extensión y placas base
- Extractor de especímenes
- Martillo de compactación con una masa deslizante de 4.54kg y caída libre de 457mm.
- Horno eléctrico para calentado de aparatos y materiales
- Bandejas metálicas para calentado y mezclado de materiales
- Termómetros para rangos de temperatura de 10°C a 200°C
- Balanza eléctrica
- Equipo de carga a compresión
- Dispositivo de medida de carga
- Medidor de flujo

Procedimiento de laboratorio realizado.

- Los agregados para la mezcla asfáltica fueron obtenidos de la cantera Rio Tambo (Omate, Moquegua), administrada por la concesionaria encargada del proyecto Carretera Puquina-Omate. Se obtuvieron muestras representativas de tres tamaños de agregados, los cuales conforman el diseño de mezcla de acuerdo con el Expediente Técnico del proyecto.
- Se secó los agregados por 24 horas en el horno eléctrico a una temperatura de 110 ± 5 °C. Luego se pesó cada uno de los agregados en las proporciones indicadas en el diseño de mezcla y se combinó para formar un agregado homogéneo.
- Posteriormente se mezcló manualmente la cantidad óptima de asfalto con el agregado, 5.9% del volumen de mezcla, la cual fue obtenida del Expediente Técnico del proyecto. Ambos materiales estuvieron entre los límites de temperatura de mezclado de 135°C a 150°C. La mezcla resultante tuvo una consistencia homogénea.
- Luego de haber culminado el mezclado se lo llevó al horno por 3 horas a una temperatura promedio de 150°C, valor recomendado como temperatura de mezclado en las especificaciones del ligante asfáltico.
- También se calentó el molde de compactación, el collarín y la placa base en el horno eléctrico a una temperatura de 150 °C. Luego se montó el molde con la placa base y el collarín en el compactador mecánico, también se colocó un papel filtro en la base del molde.
- Después de que la mezcla alcanzó la temperatura requerida en el horno se vació en el molde de compactación. Posterior al vaciado y chuceado de la mezcla en el molde se colocó un papel filtro en la parte superior.

- El molde con la mezcla fue llevado al aparato mecánico de compactación, al cual se le aplicó 75 golpes con el martillo en la primera cara. Luego se giró el molde a la segunda cara para su compactación con la misma cantidad de golpes.
- Posterior a la compactación se dejó enfriar el molde a temperatura ambiente, después se extrajo la probeta del molde con ayuda de un extractor mecánico. En esta etapa se registró la altura de las probetas y su masa al aire y sumergido en agua.
- Después se sumergió las probetas en baño maría por 30 minutos a una temperatura de 60°C.
- Luego del acondicionamiento previo se ensayó las probetas con el aparato de carga a compresión. Durante el ensayo el aparato registró la carga máxima y su deformación para dicha carga. Siguiendo este procedimiento se elaboró tres probetas que conforman la verificación del ensayo de mezclas Marshall.

Las propiedades volumétricas que se obtuvieron del ensayo anterior y que son requisitos para la metodología MEPDG se muestran en la Tabla 23. El procesamiento técnico de los datos de laboratorio para el ensayo Marshall se muestran en el ANEXO 2.

Tabla 23

Resultados del ensayo de diseño de mezcla Marshall

Material	Propiedad	Unidad	Valor
Agregado de la mezcla	Retenido acumulado en la malla $\frac{3}{4}$ in	%	0
	Retenido acumulado en la malla $\frac{3}{8}$ in	%	21.3
	Retenido acumulado en la malla N° 4	%	42.2
	Pasante la malla N° 200	%	4.7
Propiedades volumétricas de la MAC	Contenido efectivo de asfalto	%	5.6
	Volumen de vacíos	%	4.3
	Peso unitario total	g/cm ³ (pcf)	2.332 (145.58)

Nota. Las unidades empleadas en el software MEPDG versión 1.100 fueron del sistema inglés.

6.1.3.2. Ensayo de Análisis Granulométrico por Tamizado. Conocer la granulometría del suelo es importante para la metodología MEPDG, principalmente para evaluar la susceptibilidad del suelo frente al congelamiento y para desarrollar la curva característica Suelo-Agua. Si el suelo es susceptible al congelamiento su módulo de resiliencia disminuye frente a esas condiciones. Adicionalmente, se usó el análisis granulométrico para la clasificación AASHTO del suelo.

El ensayo de laboratorio de análisis granulométrico por tamizado se realizó en el laboratorio de suelos y pavimentos de la Universidad San Ignacio de Loyola para una muestra de suelo de subrasante de la carretera Puquina-Omate. Los resultados completos de este ensayo para todo el tramo en estudio (115+100 hasta 150+360) fueron parte del Expediente Técnico del proyecto. Asimismo, los resultados granulométricos del material de base granular fueron obtenidos del expediente en mención, el cual es típico para todo el proyecto.

Los materiales, equipos y el procedimiento de laboratorio seguido se describen a continuación, mientras que el panel fotográfico se muestra en el ANEXO 1.

Materiales y/o equipos empleados.

- Serie de tamices de 2in, 1-1/2in, 1in, 3/4in, 1/2 in, 3/8in, N°4, N°10, N°20, N°40, N°60, N°100 y N°200.
- Horno eléctrico con capacidad de mantener la temperatura de 110 °C por 24 horas.
- Recipientes metálicos de diferentes tamaños
- Equipo tamizador eléctrico para fracción fina

Procedimiento realizado.

- Se obtuvo una muestra representativa de tres sacos (25 kg cada uno aproximadamente) del suelo de la subrasante, el cual fue llevado al laboratorio de suelos y pavimentos de la Universidad San Ignacio de Loyola.

- Se tamizó un saco del suelo de subrasante por el tamiz N°4 para separar el Agregado grueso del Agregado fino.
- Posteriormente se tamizó el agregado grueso por los tamices 2in, 1-1/2in, 1in, 3/4in, 1/2in y 3/8in. Las masas retenidas en cada tamiz fueron calculadas mediante la balanza electrónica y anotados en el formato de análisis granulométrico.
- Para el agregado fino se determinó su masa total. También se determinó su contenido de humedad con una porción de 783.4g de suelo húmedo que fue secado en el horno eléctrico por 22 horas a $110\pm 5^{\circ}\text{C}$.
- La porción del suelo usado en el cálculo de humedad se lavó con agua repetidamente por la malla N°200, esto eliminó a todas las partículas del suelo con dimensiones inferiores a 1/200 in. Luego de lavar la porción de agregado fino se secó en el horno por 22 horas a $110\pm 5^{\circ}\text{C}$.
- La porción de agregado fino lavada y secada se tamizó por las mallas N°10, N°20, N°40, N°60, N°100 y N°200. Las masas retenidas en cada tamiz se registraron en el formato de análisis granulométrico.
- Durante el procesamiento de información se extrapoló las masas retenidas de la fracción de suelo tamizada a toda la masa del agregado fino. Completado el registro de las masas retenidas en cada tamiz tanto para el agregado fino y grueso se calculó el porcentaje pasante acumulado en cada tamiz para luego graficar la curva granulométrica del suelo de subrasante, tal como se muestra en la Figura 42. En el ANEXO 3 se muestra los detalles de los cálculos de laboratorio.

Los siguientes resultados son obtenidos de la curva granulométrica y son requeridos para la clasificación de suelos AASHTO.

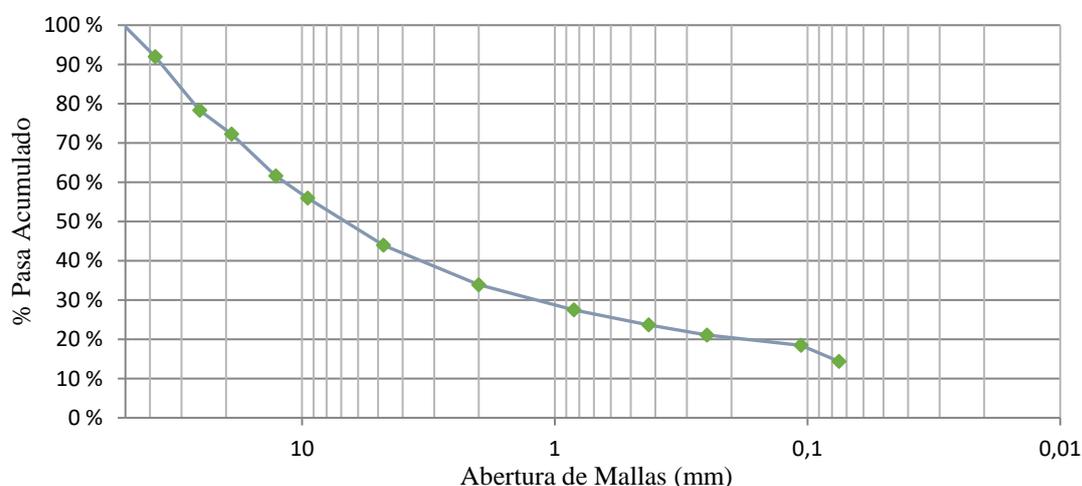
Porcentaje que pasa el Tamiz N° 10 (2 mm) es 34%

Porcentaje que pasa el Tamiz N° 40 (0.425 mm) es 24%

Porcentaje que pasa el Tamiz N° 200 (0.075 mm) es 14%

Figura 42

Curva granulométrica para una muestra de subrasante



Nota. El eje horizontal del tamaño de abertura de las mallas de tamizado está en escala logarítmica.

Los resultados resumidos del ensayo de análisis granulométrico por tamizado para el tramo carretera Puquina-Omate, desde las progresiva 115+100 hasta 150+430, se muestran en la Tabla 24.

Tabla 24

Resultados del análisis granulométrico por tamizado de la Subrasante

Ítem	Tramo		Análisis Granulométrico - % que pasa el tamiz							
	Inicio	Fin	1"	3/4"	1/2"	3/8"	N.º 4	N.º 10	N.º 40	N.º 200
1	115+100	115+150	100	100	100	100	96.3	82.2	26.3	6.3
2	115+150	115+250	100	100	99.4	98.4	92.4	72.8	18.6	5.6
3	115+250	115+350	100	100	100	98.8	92.4	76.7	26.3	6.6
4	115+350	115+400	100	100	99.1	98.2	91.2	72.9	21	6.9
5	116+050	116+150	100	100	100	100	94.6	77.8	23.2	7
6	116+150	116+290	100	100	100	99.6	96	78.6	17.1	4.1
7	116+290	116+310	100	100	99.8	99.7	96.2	74.6	9	5.4
8	116+460	116+510	100	100	100	100	98.4	93.1	41.6	9
9	118+675	118+700	100	100	100	100	96.9	82.1	24.8	5.4
10	118+910	118+935	100	100	100	100	100	97.7	40.7	4.7
11	119+340	119+373	100	100	100	99.3	97.5	91.1	35.9	9.2
12	126+420	126+460	100	100	100	100	100	86.4	40	25.8
13	127+340	127+400	100	100	93.2	89.2	78.5	66.2	44.6	19.5
14	127+960	128+060	100	100	100	100	100	97.2	92.3	83.6

15	128+060	128+200	100	100	100	100	96.8	92.9	21.9	4.7
16	129+015	129+050	100	100	100	100	100	91.2	57	38.3
17	129+470	129+540	100	100	100	100	100	92	61	39.2
18	130+100	130+400	100	100	100	100	100	94.2	51.1	13.5
19	131+490	131+550	100	100	100	100	100	90.9	55.8	17.2
20	131+910	132+053	100	100	100	100	100	90.3	53.7	23.2
21	133+040	133+137	100	100	100	100	100	85.4	64.4	38.8
22	139+000	139+150	100	100	100	100	100	90.7	78.6	56.8
23	139+150	139+250	100	100	100	100	100	99.4	91.1	82.1
24	139+470	139+530	100	100	100	100	100	96.1	73.4	40.9
25	140+000	140+060	100	100	100	100	100	71.2	45.5	22.7
26	140+060	140+150	100	100	100	100	100	68.3	37	15.9
27	140+520	140+600	100	100	100	100	100	94.4	82.4	66.3
28	141+140	141+250	100	100	100	100	100	95.8	67.2	23.1
29	141+250	141+375	100	100	100	100	100	90.5	66.7	40.5
30	141+375	141+500	100	100	100	100	100	75.2	53.9	39.6
31	141+500	141+650	100	100	100	100	100	92.1	79.2	63.9
32	141+650	141+750	100	100	100	100	91.7	82.3	61.2	40.4
33	141+870	141+970	100	100	100	0	100	93.4	84.2	61.6
34	142+980	143+200	100	100	100	100	100	93	74.4	47.9
35	143+200	143+400	100	100	100	100	100	98.4	97.5	94.1
36	143+400	143+600	100	100	100	100	100	96.6	90.3	74.9
37	144+360	144+500	100	100	95.2	89.3	76.5	61.1	36.5	17
38	145+120	145+170	100	98	95.6	93.4	89.2	84.5	67.1	38.1
39	145+880	146+150	100	100	100	100	100	84.8	64.4	38.5
40	146+180	146+230	100	100	98.4	97.3	93.4	88.7	70.4	41.1
41	146+270	146+380	100	100	100	100	100	99.7	94.9	77.1
42	146+380	146+500	100	100	100	98	95.6	90.1	71	39.5
43	146+680	146+730	100	100	99.1	98.1	95.9	92.2	61.4	19.9
44	147+510	147+570	100	100	100	100	89.8	69.5	36.3	17.4
45	147+660	147+750	100	100	100	100	100	97.1	88.4	46.1
46	147+870	148+000	100	100	100	96.7	89.9	81.6	52	20.7
47	148+000	148+120	100	100	100	100	100	83.9	34.3	8.5
48	148+300	148+400	100	100	99	97.8	94	88.1	71.9	41.9
49	149+120	149+300	100	100	100	98.7	95.1	88.5	72.5	42.2
50	149+390	149+500	100	100	96.2	93.3	86.6	76.3	47.5	20.7
51	149+670	149+750	100	100	96.7	94.8	88.9	82.5	63.7	38.3
52	150+000	150+130	100	99.4	98	95.9	91.3	83.4	60.5	39.4
53	150+360	150+430	100	97.9	93.7	91.1	84.1	71.5	53.9	37.9

Nota. Los resultados de los ensayos fueron obtenidos del Expediente Técnico del proyecto en estudio.

Por otro lado, la base granular estuvo conformada por un solo tipo de material en todo el tramo en estudio, lo que indica que su granulometría es típica para la carretera Puquina-

Omate. Esta granulometría también cumple los requerimientos de calidad del Manual técnico de carreteras (MTC, 2014), el cual indica que la gradación de la base granular para zonas con altitudes mayores a 3000 msnm debe ser de tipo A. El resultado del análisis granulométrico para este material se muestra en la Tabla 25.

Tabla 25

Resultados del análisis granulométrico por tamizado de la Base granular

Capa	Tramo		Análisis Granulométrico - % que Pasa Tamiz							
	Inicio	Fin	1"	3/4"	1/2"	3/8"	N.º 4	N.º 10	N.º 40	N.º 200
BG	115+100	150+360	100	93	72	51	32	21	14	6

Nota. Los valores mostrados cumplen lo especificado para un material de Base granular en el manual de carreteras peruano según el MTC. Los resultados del ensayo fueron obtenidos del Expediente Técnico del proyecto en estudio.

6.1.3.3. Ensayo de Límites de Consistencia. Los ensayos de Límite Líquido (LL) y Límite Plástico (LP) forman parte de los límites de consistencia de los suelos, cuyo procedimiento y cálculo está normado mediante AASHTO T89 y AASHTO T90, respectivamente. Por un lado, el LL calcula el contenido de humedad para el cual el suelo cambia de un estado líquido a plástico, mientras que el LP representa la humedad para el cambio del suelo de un estado plástico a semisólido.

Adicional a los resultados del LL y LP la metodología MEPDG usa el Índice Plástico (IP) definido como la diferencia entre los valores del LL y LP. Este valor tiene influencia en la reducción del módulo resiliente de las capas granulares y el suelo, debido a la susceptibilidad al congelamiento del material.

En el presente trabajo de investigación se realizó los ensayos de LL y LP en el laboratorio de suelos y pavimentos de la Universidad San Ignacio de Loyola para una muestra de subrasante de la carretera Puquina-Omate. Los resultados completos de estos ensayos para el material de subrasante (tramo 115+100 hasta 150+360) y material de base granular (típico para todo el tramo) fueron obtenidos del Expediente Técnico del proyecto en estudio.

Los materiales, equipos y procedimiento del ensayo de laboratorio se presentan a continuación, mientras que el panel fotográfico se muestra en el ANEXO 1.

A. *Ensayo de Límite Líquido.* Los principales materiales y equipos empleados para el ensayo de LL se listan a continuación.

- Copa de Casagrande con Ranurador metálico
- Tamiz N°40
- Piseta con agua
- Taras para humedad
- Balanza electrónica con precisión de 0.01g
- Horno eléctrico con capacidad de mantener la temperatura de 110 °C por 24 horas
- Mortero para disgregar la muestra

El procedimiento realizado se detalla a continuación.

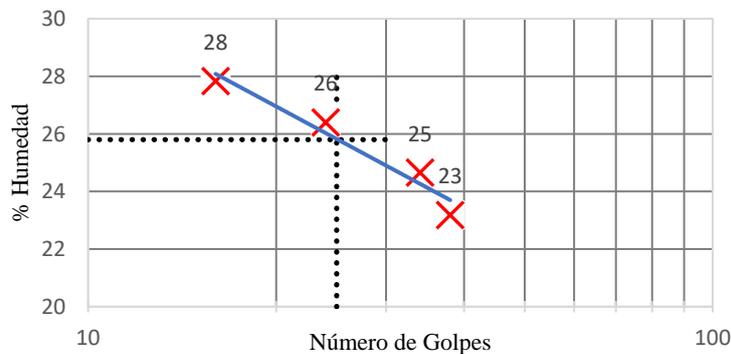
- Se disgregó manualmente una porción del agregado fino en el mortero, luego se tamizó con la malla N°40 y se separó el material pasante dicho tamiz.
- El material separado fue mezclado con agua en un recipiente hasta obtener una apariencia cremosa. Para asegurar una saturación completa se dejó la muestra embolsada por 22 horas.
- Luego de una saturación completa del suelo se agregó la cantidad de agua necesaria para obtener un número de golpes en el rango de 35 a 40 en la Copa de Casagrande. Para esto el suelo fue nivelado en la copa y dividido mediante el ranurador metálico. Cuando el suelo de la copa se unió aproximadamente $\frac{1}{2}$ in entonces se detuvo la serie de golpes.
- Después de culminado la serie de golpes se extrajo una muestra en la parte donde visiblemente se nota la unión del suelo en la copa. Esta muestra se puso en un

recipiente y luego fue llevada al horno para determinar su humedad siguiendo todos los procedimientos que ello implica.

- Se recuperó la muestra de suelo sobrante de la Copa de Casagrande y se adicionó la cantidad de agua necesaria para obtener una serie de golpes en el rango de 30 a 35, luego se obtuvo su humedad respectiva. Este procedimiento se repitió para otros rangos de golpes faltantes, los cual van de 15 a 30 golpes. Las humedades para cada serie de golpes fueron calculadas y registradas.
- En total se registró 4 series de golpes con sus respectivas humedades. El LL calculado es la humedad para una serie de 25 golpes en la Copa de Casagrande, tal como se muestra en la Figura 43. El Límite Líquido calculado para una muestra del suelo de subrasante de fue 26%. Los cálculos de laboratorio realizados se muestran en el ANEXO 4.

Figura 43

Curva de liquidez del suelo de subrasante



Nota. Los valores mostrados son el resultado del ensayo de laboratorio realizado a una muestra de subrasante del proyecto en estudio. El eje horizontal se presenta en una escala logarítmica.

B. Ensayo de Límite Plástico. Los principales materiales y equipos empleados para el ensayo de LP se listan a continuación.

- Placa de vidrio esmerilado
- Tamiz N°40
- Recipientes para humedad

- Horno eléctrico
- Balanza eléctrica

El procedimiento seguido se detalla a continuación.

- Se separó una fracción de la muestra saturada y usada para el ensayo de LL. Esta muestra fue dividida en porciones y luego enrollada con la palma de la mano sobre la placa de vidrio.
- La conformación de los rollos de suelo o bastones tuvieron aproximadamente un diámetro de 3.2mm. Con esta medida se giraron los bastones en la placa de vidrio hasta provocar grietas visibles en la superficie.
- Se obtuvieron dos recipientes con bastones visiblemente agrietados con una masa de suelo en cada recipiente de 10g aproximadamente. Se tomaron los datos necesarios y se llevó al horno por 22 horas para el cálculo de sus respectivas humedades.
- Luego de haber calculado la humedad de los dos recipientes se promedió y se registró este valor como el LP del suelo, el cual resultó 17%. El detalle de los cálculos de laboratorio se muestra en el ANEXO 4.

Los resultados resumidos de estos ensayos para el tramo carretera Puquina-Omate, desde las progresiva 115+100 hasta 150+430, se presentan en la Tabla 26.

Tabla 26

Resultados del ensayo LL, LP e IP para el material de Subrasante

Ítem	Tramo		Prog. Muestra	Calicata	Constantes Físicas		
	Inicio	Fin			LL (%)	LP (%)	IP (%)
1	115+100	115+150	115+110	C-36	18	NP	NP
2	115+150	115+250	115+180	C-37	22	NP	NP
3	115+250	115+350	115+300	C-38	21	NP	NP
4	115+350	115+400	115+380	C-40	21	NP	NP
5	116+050	116+150	116+070	C-41	21	NP	NP
6	116+150	116+290	116+210	C-42	24	NP	NP
7	116+290	116+310	116+300	C-44	23	NP	NP

8	116+460	116+510	116+470	C-45	23	NP	NP
9	116+675	116+700	116+685	C-46	22	NP	NP
10	118+910	118+935	118+920	C-48	25	NP	NP
11	119+340	119+373	119+355	C-49	24	NP	NP
12	126+420	126+460	126+430	C-51	18	NP	NP
13	127+340	127+400	127+360	C-56	26	NP	NP
14	127+960	128+060	128+000	C-59	22	NP	NP
15	128+060	128+200	128+120	C-61	23	NP	NP
16	129+015	129+050	129+035	C-63	19	NP	NP
17	129+470	129+540	129+510	C-66	18	NP	NP
18	130+100	130+400	130+250	C-69	22	NP	NP
19	131+490	131+550	131+530	C-70	24	NP	NP
20	131+910	132+053	131+950	C-71	29	NP	NP
21	133+040	133+137	133+100	C-72	24	NP	NP
22	139+000	139+150	139+060	C-90	21	NP	NP
23	139+150	139+250	139+210	C-91	30	NP	NP
24	139+470	139+530	139+495	C-92	22	NP	NP
25	140+000	140+060	140+025	C-93	20	NP	NP
26	140+060	140+150	140+100	C-94	21	NP	NP
27	140+520	140+600	140+560	C-95	26	NP	NP
28	141+140	141+250	141+160	C-96	20	NP	NP
29	141+250	141+375	141+320	C-97	22	NP	NP
30	141+375	141+500	141+390	C-98	21	NP	NP
31	141+500	141+650	141+540	C-99	25	NP	NP
32	141+650	141+750	141+720	C-100	22	NP	NP
33	141+870	141+970	141+880	C-101	24	NP	NP
34	142+980	143+200	143+060	C-102	19	NP	NP
35	143+200	143+400	143+280	C-103	21	NP	NP
36	143+400	143+600	143+500	C-104	26	NP	NP
37	144+360	144+500	144+410	C-109	45	33	12
38	145+120	145+170	145+145	C-110	21	NP	NP
39	145+880	146+150	145+930	C-111	23	NP	NP
40	146+180	146+230	146+210	C-112	25	18	7
41	146+270	146+380	146+300	C-113	54	39	15
42	146+380	146+500	146+430	C-114	29	24	5
43	146+680	146+730	146+700	C-115	23	NP	NP
44	147+510	147+570	147+540	C-121	24	NP	NP
45	147+660	147+750	147+700	C-122	51	NP	NP
46	147+870	148+000	147+910	C-123	47	34	13
47	148+000	148+120	148+080	C-124	23	NP	NP
48	148+300	148+400	148+320	C-125	29	23	6
49	149+120	149+300	149+190	C-126	38	30	8
50	149+390	149+500	149+460	C-127	26	NP	NP
51	149+670	149+750	149+700	C-128	23	NP	NP

52	150+000	150+130	150+045	C-129	18	NP	NP
53	150+360	150+430	150+380	C-130	22	NP	NP

Nota. Las siglas NP significa material No plástico. Los resultados de los ensayos fueron obtenidos del Expediente Técnico del proyecto en estudio.

Los resultados del ensayo LL, LP e IP para el material de Base granular son típicos para todo el tramo en estudio, cuyos valores se muestran en la Tabla 27. Estos valores cumplen con los requisitos de calidad del Manual de Carreteras para un proyecto ubicado a una altitud mayor a 3000 msnm.

Tabla 27

Resultados del ensayo LL, LP e IP para el material de Base Granular

Capa	Tramo		Constantes Físicas		
	Inicio	Fin	LL (%)	LP (%)	IP (%)
BG	115+100	150+430	28	15	13

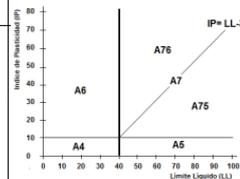
Nota. Los resultados de los ensayos fueron obtenidos del Expediente Técnico del proyecto en estudio.

6.1.3.4. Clasificación de suelos AASHTO. Parte de la caracterización de las capas granulares y del suelo de fundación es conocer su clasificación mediante la metodología AASHTO M 145. Este método identifica dos tipos de materiales, materiales granulares y materiales limo-arcillosos, el cual es aplicable a muestras con gravas menores a 3in de diámetro. La clasificación AASHTO está basada en la distribución del tamaño de las partículas (análisis granulométrico) y los Límites de consistencia (LL, LP e IP), tal como se muestra en la Figura 44.

Figura 44

Tabla de clasificación de suelos AASHTO M 145

CLASIFICACIÓN GENERAL	MATERIALES GRANULARES (35% O MENOS PASA EL TAMIZ N° 200)						MATERIALES LIMO ARCILLOSOS (MÁS DEL 35% PASA EL TAMIZ N° 200)				
	A - 1		A - 2				A - 3	A - 4	A - 5	A - 6	A - 7
GRUPOS	A - 1a	A - 1b	A - 2 - 4	A - 2 - 5	A - 2 - 6	A - 2 - 7					
SUB - GRUPOS											A - 7-5 A - 7-6
Porcentaje que pasa el tamiz:											
N° 10 (2.00 mm)	50 máx.
N° 40 (0.425 mm)	30 máx.	50 máx.	51 mín			
N° 200 (0.075 mm)	15 máx.	25 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	10 máx	36 mín.	36 mín	36 mín.	36 mín.
Características del material que pasa el tamiz N° 40											
Límite Líquido	40 máx.	41 mín.	40 máx.	41 mín.	40 máx.	41 mín.	40 máx.	41 mín.
Índice de Plasticidad	6 máx.	6 máx.	10 máx.	10 máx.	11 mín.	11 mín.	NP	10 máx.	10 máx.	11 mín.	11 mín.
Índice de grupo	0	0	0	0	4 máx.	4 máx.	0	8 máx.	12 máx.	16 máx.	20 máx.
TIPOS DE MATERIAL	Fragmentos de piedra grava y arena.		Gravas y arenas limosas y arcillosas.				Arena Fina	Suelos limosos.		Suelos arcillosos.	
TERRENO DE FUNDACIÓN	Excelente a bueno.		Excelente a bueno.		Regular		Excelente a bueno	Regular a malo			



Nota. La gráfica mostrada es una adaptación de lo presentado en la normativa de clasificación de suelo según AASHTO M 145.

El procedimiento seguido para la clasificación de una muestra de subrasante del proyecto en estudio se describe a continuación.

- Se realizó el análisis granulométrico por tamizado para la muestra de suelo, este proceso fue detallado previamente.
- Se realizó los ensayos de LL, LP y se calculó el IP para la muestra de suelo, este proceso también fue detallado previamente.
- Con los resultados anteriores se ingresó los valores a la tabla de clasificación AASHTO (Figura 44). Los resultados de clasificación para dicha muestra de subrasante se resumen en la Tabla 28.

Tabla 28

Clasificación de suelo AASHTO para una muestra de subrasante

Propiedad	Valor
Porcentaje que pasa el Tamiz N° 10 (2 mm)	34%
Porcentaje que pasa el Tamiz N° 40 (0.425 mm)	24%
Porcentaje que pasa el Tamiz N° 200 (0.075 mm)	14%
Límite Líquido	25.8%

Límite Plástico	17%
Índice de Plasticidad	9
Resultado de clasificación AASHTO	A-2-4

Nota. Los valores presentados fueron calculados de ensayos de laboratorio realizados a una muestra de subrasante del proyecto en estudio.

Considerando los ensayos previos se clasificó el material de subrasante para todo el tramo en estudio, cuyo resumen se muestra en la Tabla 29. Por otro lado, la clasificación para el material de la base granular se muestra en la Tabla 30.

Tabla 29

Clasificación de suelos AASHTO del material de subrasante

Ítem	Tramo		Calicata	Tamizado (% pasa)			Lim. Consist.		Clasificac. AASHTO
	Inicio	Fin		N° 10	N° 40	N° 200	LL (%)	IP (%)	
1	115+100	115+150	C-36	82.2	26.3	6.3	18	NP	A-1b
2	115+150	115+250	C-37	72.8	18.6	5.6	22	NP	A-1b
3	115+250	115+350	C-38	76.7	26.3	6.6	21	NP	A-1b
4	115+350	115+400	C-40	72.9	21	6.9	21	NP	A-1b
5	116+050	116+150	C-41	77.8	23.2	7	21	NP	A-1b
6	116+150	116+290	C-42	78.6	17.1	4.1	24	NP	A-1b
7	116+290	116+310	C-44	74.6	9	5.4	23	NP	A-1b
8	116+460	116+510	C-45	93.1	41.6	9	23	NP	A-1b
9	118+675	118+700	C-46	82.1	24.8	5.4	22	NP	A-1b
10	118+910	118+935	C-48	97.7	40.7	4.7	25	NP	A-1b
11	119+340	119+373	C-49	91.1	35.9	9.2	24	NP	A-1b
12	126+420	126+460	C-51	86.4	40	25.8	18	NP	A-2-4
13	127+340	127+400	C-56	66.2	44.6	19.5	26	NP	A-1b
14	127+960	128+060	C-60	97.2	92.3	83.6	22	NP	A-4
15	128+060	128+200	C-61	92.9	21.9	4.7	23	NP	A-1b
16	129+015	129+050	C-63	91.2	57	38.3	19	NP	A-4
17	129+470	129+540	C-66	92	61	39.2	18	NP	A-4
18	130+100	130+400	C-69	94.2	51.1	13.5	22	NP	A-2-4
19	131+490	131+550	C-70	90.9	55.8	17.2	24	NP	A-2-4
20	131+910	132+053	C-71	90.3	53.7	23.2	29	NP	A-2-4
21	133+040	133+137	C-72	85.4	64.4	38.8	24	NP	A-4
22	139+000	139+150	C-90	90.7	78.6	56.8	21	NP	A-4
23	139+150	139+250	C-91	99.4	91.1	82.1	30	NP	A-4
24	139+470	139+530	C-92	96.1	73.4	40.9	22	NP	A-4
25	140+000	140+060	C-93	71.2	45.5	22.7	20	NP	A-1b
26	140+060	140+150	C-94	68.3	37	15.9	21	NP	A-1b

27	140+520	140+600	C-95	94.4	82.4	66.3	26	NP	A-4
28	141+140	141+250	C-96	95.8	67.2	23.1	20	NP	A-2-4
29	141+250	141+375	C-97	90.5	66.7	40.5	22	NP	A-4
30	141+375	141+500	C-98	75.2	53.9	39.6	21	NP	A-4
31	141+500	141+650	C-99	92.1	79.2	63.9	25	NP	A-4
32	141+650	141+750	C-100	82.3	61.2	40.4	22	NP	A-4
33	141+870	141+970	C-101	93.4	84.2	61.6	24	NP	A-4
34	142+980	143+200	C-102	93	74.4	47.9	19	NP	A-4
35	143+200	143+400	C-103	98.4	97.5	94.1	21	NP	A-4
36	143+400	143+600	C-104	96.6	90.3	74.9	26	NP	A-4
37	144+360	144+500	C-109	61.1	36.5	17	45	12	A-2-7
38	145+120	145+170	C-110	84.5	67.1	38.1	21	NP	A-4
39	145+880	146+150	C-111	84.8	64.4	38.5	23	NP	A-4
40	146+180	146+230	C-112	88.7	70.4	41.1	25	7	A-4
41	146+270	146+380	C-113	99.7	94.9	77.1	54	15	A-7-5
42	146+380	146+500	C-114	90.1	71	39.5	29	5	A-4
43	146+680	146+730	C-115	92.2	61.4	19.9	23	NP	A-2-4
44	147+510	147+570	C-121	69.5	36.3	17.4	24	NP	A-1b
45	147+660	147+750	C-122	97.1	88.4	46.1	51	NP	A-5
46	147+870	148+000	C-123	81.6	52	20.7	47	13	A-2-7
47	148+000	148+120	C-124	83.9	34.3	8.5	23	NP	A-1b
48	148+300	148+400	C-125	88.1	71.9	41.9	29	6	A-4
49	149+120	149+300	C-126	88.5	72.5	42.2	38	8	A-4
50	149+390	149+500	C-127	76.3	47.5	20.7	26	NP	A-1b
51	149+670	149+750	C-128	82.5	63.7	38.3	23	NP	A-4
52	150+000	150+130	C-129	83.4	60.5	39.4	18	NP	A-4
53	150+360	150+430	C-130	71.5	53.9	37.9	22	NP	A-4

Nota. Se realizó la clasificación de suelos considerando los resultados de los ensayos presentados en Expediente Técnico del proyecto en estudio.

Tabla 30

Clasificación de suelos AASHTO del material de Base granular

Capa	Tramo		Tamizado (% pasa)			Lim. Consist.		Clasific. AASHTO
	Inicio	Fin	N° 10	N° 40	N° 200	LL (%)	IP (%)	
BG	115+100	150+430	21	14	6	28	13	A-2-6

Nota. Se realizó la clasificación de suelos considerando los resultados de los ensayos presentados en Expediente Técnico del proyecto en estudio. Estos resultados cumplen lo especificado en el manual de carreteras peruano según el MTC.

6.1.3.5. Ensayo Proctor Modificado. El ensayo Proctor modificado determina el óptimo contenido de humedad (OCH) y la máxima densidad seca (MDS) del suelo, ambos

parámetros son tomados como una condición inicial del suelo en la metodología MEPDG. Además, el control del proceso constructivo para las capas granulares y el mejoramiento de la subrasante mediante reemplazo se mide al alcanzar el OCH y la MDS. Los valores de estos parámetros son requeridos directamente por el software MEPDG y también indirectamente para calcular el parámetro de CBR, el cual se relaciona con el Módulo resiliente.

Para la presente investigación se realizó el ensayo Proctor modificado a una muestra de suelo de subrasante del proyecto en estudio. Este ensayo se realizó en el laboratorio de suelos y pavimentos de la Universidad San Ignacio de Loyola y los cálculos de laboratorio a detalle se presentan en el ANEXO 5. Los resultados de este ensayo para el material de subrasante en todo el tramo en estudio (115+100 hasta 150+360) y para el material de base granular (típico para todo el tramo) fueron obtenidos del Expediente Técnico del proyecto en estudio.

Los materiales, equipos y procedimientos fueron acorde a la norma AASHTO T180, los mismos que se detallan a continuación. El panel fotográfico de la realización del ensayo se muestra en el ANEXO 1.

Los principales materiales usados fueron los siguientes.

- Molde de compactación Proctor de diámetro 6in
- Pisón compactador de 10lb de masa
- Horno eléctrico con capacidad de 110 ± 5 °C
- Tamices 3/4in, 3/8in y N°4
- Balanza eléctrica

El procedimiento seguido se detalla a continuación.

- Inicialmente una muestra de 25kg aproximadamente fue tamizada por las mallas 3/4in, 3/8in y N°4. Las masas retenidas en cada tamiz fueron registradas para

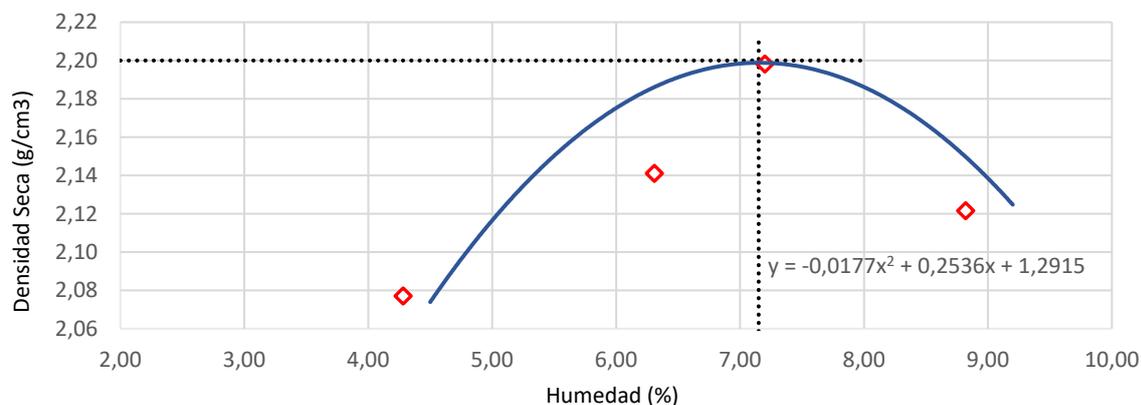
determinar el método de ensayo Proctor. El 28% en masa del material fue retenido en la malla 3/4in, el 16% retenido en 3/8in, el 12% retenido en N°4 y 44% fue pasante la malla N°4. Los porcentajes retenidos acumulados en cada tamiz mencionado determinaron que el método de ensayo para la muestra de suelo es el método C.

- Se registró las medidas (diámetro y altura) y peso del molde usado en la compactación. Después de esto se armó el molde ajustando apropiadamente a la base y el collarín con las tuercas.
- Del material tamizado pasante la malla 3/4in se preparó 04 muestras representativas de 6500g cada una. La proporción de agregado grueso y agregado fino respetó los resultados del análisis granulométrico, en este caso fue 56% de agregado grueso y 44% de agregado fino.
- Se agregó 2%, 4%, 6% y 8% de agua respecto a la masa total a cada una de las 04 porciones de material preparado. Se mezcló manualmente todo el material con el agua momentos antes de la compactación.
- Luego de haber mezclado el material la quinta parte aproximadamente fue vaciada en el molde de compactación. Se compactó la primera capa con el pisón de 10lb y con 56 golpes distribuidos uniformemente dentro del área del molde. Un total de 5 capas fueron compactadas con el mismo procedimiento para una porción de suelo con un porcentaje de agua adicionada. Se repitió estos pasos para las otras porciones de suelo con diferentes porcentajes adicionados de agua.
- Después de completar las 5 capas se retiró el collarín metálico y se enrasó la muestra a nivel del molde Proctor, evitando cualquier imperfección notoria en la superficie. Con la muestra nivelada se registró la masa del molde más el suelo compactado húmedo.

- Posteriormente se extrajo el suelo compactado del molde y una fracción de esta (500g aproximadamente) fue usado para determinar su humedad, para lo cual se cumplió con el procedimiento estándar establecido.
- Culminado el ensayo para las 04 porciones de suelo se inició con el procesamiento de información en una hoja Excel, lo que permitió obtener el OCH de 7.15% y la MDS de 2.20 g/cm³ de la muestra de subrasante. El resultado gráfico se muestra en la Figura 45.

Figura 45

Curva Proctor Modificado de una muestra de subrasante



Nota. Los valores presentados en la gráfica fueron calculados de ensayos de laboratorio realizados a una muestra de subrasante del proyecto en estudio.

Los resultados del ensayo Proctor modificado para el suelo de subrasante de todo el tramo en estudio se presentan en la Tabla 31.

Tabla 31

Resultados del ensayo Proctor modificado para el suelo de subrasante

Ítem	Tramo		Calicata	Proctor Modificado	
	Inicio	Fin		MDS (g/cm ³)	OCH (%)
1	115+100	115+150	C-36	1.148	21
2	115+150	115+250	C-37	1.4	19.2
3	115+250	115+350	C-38	1.068	21.3
4	115+350	115+400	C-40	1.312	22
5	116+050	116+150	C-41	1.155	20.6
6	116+150	116+290	C-42	1.389	21.1

7	116+290	116+310	C-44	1.302	23
8	116+460	116+510	C-45	1.257	14.5
9	116+675	116+700	C-46	1.1782	19.1
10	118+910	118+935	C-48	1.393	12.4
11	119+340	119+373	C-49	1.282	14.3
12	126+420	126+460	C-51	1.268	23.3
13	127+340	127+400	C-56	1.501	14.1
14	127+960	128+060	C-59	1.434	11.7
15	128+060	128+200	C-61	1.133	33.4
16	129+015	129+050	C-63	1.438	18.1
17	129+470	129+540	C-66	1.508	18.2
18	130+100	130+400	C-69	1.557	14.7
19	131+490	131+550	C-70	1.5	16.8
20	131+910	132+053	C-71	1.662	17.4
21	133+040	133+137	C-72	1.521	16.6
22	139+000	139+150	C-90	1.218	18.2
23	139+150	139+250	C-91	1.769	16.5
24	139+470	139+530	C-92	1.515	18.1
25	140+000	140+060	C-93	1.317	20.4
26	140+060	140+150	C-94	1.522	19.3
27	140+520	140+600	C-95	1.386	20.6
28	141+140	141+250	C-96	1.421	18.4
29	141+250	141+375	C-97	1.374	19.4
30	141+375	141+500	C-98	1.138	29.2
31	141+500	141+650	C-99	1.323	18.7
32	141+650	141+750	C-100	1.395	23.6
33	141+870	141+970	C-101	1.392	18.1
34	142+980	143+200	C-102	1.517	21.5
35	143+200	143+400	C-103	1.472	23.3
36	143+400	143+600	C-104	1.203	23.4
37	144+360	144+500	C-109	1.307	30.2
38	145+120	145+170	C-110	1.833	11.8
39	145+880	146+150	C-111	1.666	18.7
40	146+180	146+230	C-112	1.793	13.9
41	146+270	146+380	C-113	1.511	26.5
42	146+380	146+500	C-114	1.729	17.9
43	146+680	146+730	C-115	1.51	12.8
44	147+510	147+570	C-121	1.629	13.8
45	147+660	147+750	C-122	1.342	30.9
46	147+870	148+000	C-123	1.3	34.7
47	148+000	148+120	C-124	1.94	10.8
48	148+300	148+400	C-125	1.676	18.4
49	149+120	149+300	C-126	1.759	20.8
50	149+390	149+500	C-127	1.651	19.2

51	149+670	149+750	C-128	1.781	15.7
52	150+000	150+130	C-129	1.764	16
53	150+360	150+430	C-130	1.67	20.6

Nota. Los resultados de este ensayo fueron obtenidos del Expediente Técnico del proyecto en estudio.

El OCH y la MDS para el material de Base granular se presenta en la Tabla 32, estos valores son típicos para todo el tramo por tratarse del mismo material.

Tabla 32

Resultados del ensayo Proctor modificado para el suelo de Base granular

Capa	Tramo		Proctor Modificado	
	Inicio	Fin	MDS (g/cm ³)	OCH (%)
BG	115+100	150+430	2.240	7.1

Nota. Los resultados fueron obtenidos del Expediente Técnico del proyecto en estudio.

6.1.3.6. Ensayo CBR de Base Granular y Suelo. El principal objetivo del ensayo CBR en la metodología MEPDG es poder correlacionarlo con el Módulo resiliente, esto es admitido en un Nivel 2 de caracterización. Una muestra del suelo de subrasante del proyecto en estudio fue ensayada en el laboratorio de suelos y pavimentos de la Universidad San Ignacio de Loyola, el panel fotográfico de la realización del ensayo se muestra en el ANEXO 1. Los resultados de CBR del suelo de subrasante para todo el tramo en estudio (115+100 hasta 150+360) y para el material de Base granular fueron obtenidos del Expediente Técnico del proyecto en mención.

A continuación, se presentan los materiales, equipos y procedimientos de acuerdo con la norma AASHTO T193 y a lo realizado en el laboratorio.

Los principales materiales y/o equipos usados fueron los siguientes.

- Prensa manual CBR de capacidad 5000kg
- Tres moldes metálicos de diámetro 6in con sus respectivos collarines y un disco espaciador
- Pisón de compactación de 10lb

- Pesas anulares y ranuradas de 5lb cada una
- Trípode medidor de expansión
- Tamices 3/4in y N°4
- Papel filtro circular de diámetro 6in
- Horno eléctrico
- Balanza eléctrica

El procedimiento seguido se detalla a continuación.

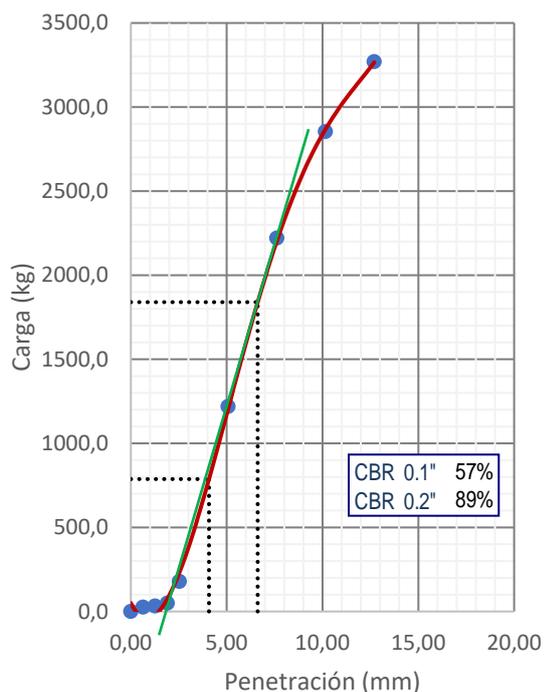
- Inicialmente se determinó la humedad natural del suelo al saco de muestra de la subrasante de 25kg aproximadamente.
- Luego se tamizó el suelo con las mallas 3/4in y N°4. El agregado grueso con tamaño menor a 3/4in y el agregado fino fueron usados para obtener 03 porciones de muestra de 6500g en las mismas proporciones usadas en el ensayo Proctor modificado.
- Conocida la humedad natural del suelo y el OCH se agregó la cantidad de agua necesaria de tal manera que cada porción de muestra alcanzó su OCH. El suelo fue completamente mezclado con el agua y embolsado por 22h para alcanzar una saturación completa de las partículas.
- Se registró el diámetro y altura de los moldes con el disco espaciador colocado al interior de los 03 moldes usados en el ensayo CBR, así como también sus pesos respectivos sin el disco espaciador. Posteriormente se armó los moldes con sus respectivos collarines.
- Después de la saturación del suelo cada porción fue compactada en 5 capas con tres diferentes números de golpes por cada capa, 12, 25 y 56 golpes. El proceso de compactación fue similar al ensayo Proctor modificado, excepto que para este ensayo el molde incluía el disco espaciador en la base. Luego de la compactación se retiró el collarín metálico, se enrazó apropiadamente a nivel del molde y se registró la masa de

la muestra húmeda más el molde sin el disco espaciador. El papel filtro fue colocado en la base antes de la compactación y en la parte superior después del enrazado.

- Inmediatamente después del enrazado se extrajo aproximadamente 500g de suelo sobrante para obtener su humedad.
- Antes de sumergir los moldes completamente en agua por 4 días se colocó una sobrecarga que incluía el vástago y dos pesas de 5lb cada una sobre la parte superior de la muestra. Inmediatamente después de sumergir los moldes se midió la expansión inicial del suelo, la cual se registró cada 24h aproximadamente.
- Posterior a la saturación completa se sacó los especímenes del agua y se dejó reposar por 15 minutos, luego se registró la masa del suelo saturado más el molde metálico.
- Se ensayó los moldes con las mismas sobrecargas de saturación en la prensa manual de CBR a una velocidad de 1.27 mm/min. El ensayo consistió en registrar las cargas para cada una de las deformaciones establecidas de acuerdo con la norma en el formato Excel de laboratorio.
- Luego de ensayar los tres especímenes y registrar todos los datos se extrajo una porción del suelo del centro de la muestra para determinar su humedad. Todos los datos fueron registrados para su posterior procesamiento y el valor CBR para una penetración de 0.1 in a 100% de la MDS fue 57%. Los cálculos de laboratorio realizados se muestran en el ANEXO 6.

Figura 46

Curva penetración vs carga del ensayo CBR para una muestra de subrasante



Nota. La curva original carga-penetración presentó concavidad hacia arriba, por lo tanto, se realizó la corrección por carga y es representado por la curva tangente de color verde. La tangente de corrección cruza el eje horizontal en el punto 1.54mm, lo que indica que el CBR a 0.1” se calculó con la carga del punto 4.08mm y el CBR a 0.2” con la carga del punto 6.62mm.

El mismo procedimiento descrito fue seguido para calcular el CBR de los puntos muestreados de la subrasante para el tramo carretera Puquina-Omate, cuyos resultados se muestran en la Tabla 33.

Tabla 33

Resultados de CBR (a 0.1in de penetración) del material de subrasante

Ítem	Tramo		Ensayo CBR		
	Inicio	Fin	A Densidad Natural (%)	95% MDS (%)	100% MDS (%)
1	115+100	115+150	4.8	7.5	9.1
2	115+150	115+250	5.9	13.1	16.8
3	115+250	115+350	3.8	7.6	10.1
4	115+350	115+400	3.6	8.6	11
5	116+050	116+150	4	6.4	8.4
6	116+150	116+290	5	9.4	12
7	116+290	116+310	3.8	7.9	10.1
8	116+460	116+510	3	8.1	10.9

9	116+675	116+700	4.7	5.9	7.4
10	118+910	118+935	9.4	14.2	17.5
11	119+340	119+373	3.2	9	12.3
12	126+420	126+460	4.7	10.6	14.4
13	127+340	127+400	7.5	13.1	18.4
14	127+960	128+060	1.4	3.6	4.7
15	128+060	128+200	3.3	11.9	17.2
16	129+015	129+050	4.1	13.3	18.2
17	129+470	129+540	6.4	15.2	21.9
18	130+100	130+400	5.4	9.9	14.5
19	131+490	131+550	4.7	10.2	14.4
20	131+910	132+053	5.5	16.5	24.5
21	133+040	133+137	11.5	19.4	22.7
22	139+000	139+150	2.6	6.6	8.2
23	139+150	139+250	3.5	7.1	11.8
24	139+470	139+530	9.5	13.3	17.1
25	140+000	140+060	5.7	10.7	16.7
26	140+060	140+150	6.3	10.9	15.9
27	140+520	140+600	3.8	8.2	13.5
28	141+140	141+250	7.7	12.8	17.3
29	141+250	141+375	6.5	12.6	17.3
30	141+375	141+500	2	5.3	8.8
31	141+500	141+650	4.6	8.3	10.6
32	141+650	141+750	2	8.6	12
33	141+870	141+970	3	6.9	10.5
34	142+980	143+200	6	13.4	17.3
35	143+200	143+400	1.7	6.5	10.1
36	143+400	143+600	2.8	8	11.6
37	144+360	144+500	1.5	3.9	6.8
38	145+120	145+170	5.6	12.2	16.6
39	145+880	146+150	6	13.1	16.6
40	146+180	146+230	4.5	6.6	9.7
41	146+270	146+380	1.6	4.3	6.4
42	146+380	146+500	2.9	7.1	9.7
43	146+680	146+730	4.7	5.4	7.8
44	147+510	147+570	6.2	11.4	18.1

45	147+660	147+750	2.5	6	9
46	147+870	148+000	2	9	11.6
47	148+000	148+120	11	19	27.5
48	148+300	148+400	5	18.9	24.1
49	149+120	149+300	4.4	10.3	13.9
50	149+390	149+500	5.7	18.2	26.7
51	149+670	149+750	6	19	26.5
52	150+000	150+130	8.7	13.1	17.1
53	150+360	150+430	11.4	19.9	26

Nota. Los ensayos de laboratorio fueron realizados para el Expediente Técnico del proyecto en estudio.

El resultado del ensayo CBR para el único suelo de Base Granular en todo el tramo en estudio se muestra a continuación. Los resultados presentados cumplen con los requerimientos de calidad del Manual técnico de carreteras para un suelo a ser usado en la Base granular del pavimento.

Tabla 34

Resultado de CBR (a 0.1in de penetración) de la Base granular

Capa	Tramo		Ensayo CBR (%)
	Inicio	Fin	100% MDS
BG	115+100	150+430	105

Nota. El material de base granular es único para todo el tramo de estudio.

6.2. Ingreso de datos en el software MEPDG versión 1.100

La primera etapa de estructuración y preprocesamiento de las variables de entrada para su uso en el software MEPDG versión 1.100 se mostraron en los ítems anteriores. Esta sección está orientada al ingreso de dichas variables en el software y su posterior procesamiento, para ello solo se incluyen las imágenes más relevantes.

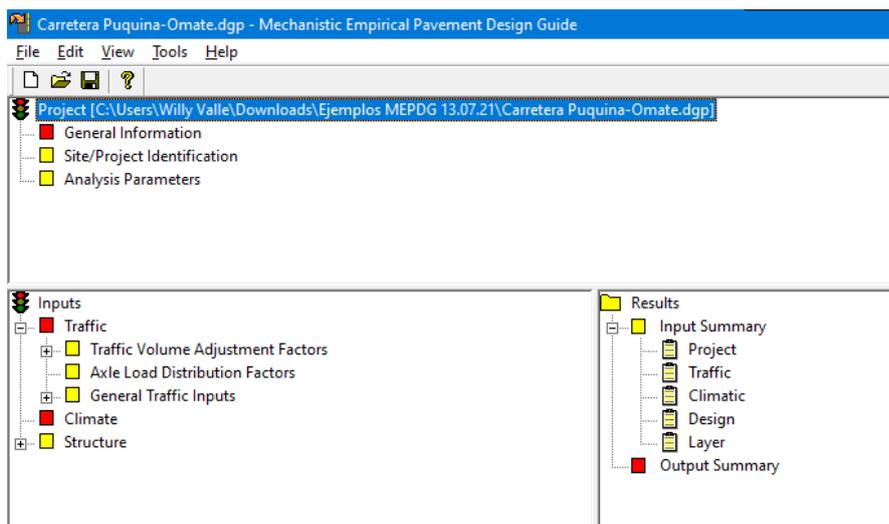
6.2.1. Ingreso de Información del Proyecto

La vista general del software está dividida en tres secciones, la información del proyecto, las variables de ingreso y los resultados, esto se muestra en la Figura 47. La primera

sección está conformada por información general, identificación del proyecto y del sitio, y los parámetros de análisis. Dentro de esta sección se estableció el periodo de diseño del pavimento flexible, el cual se consideró 20 años. Además, el IRI inicial para la carretera de segunda clase en estudio se consideró 2.50 m/km (158.4 in/mi), mientras que el IRI final para controlar fue 4 m/km (253.44 in/mi) conforme a lo recomendado por el MTC en la Tabla 4. Para el caso de la deformación permanente, se consideró el límite recomendado en los proyectos viales controlados por niveles de servicios, el cual es 12 mm (0.48 in). Los límites de otros indicadores de desempeño fueron asumidos de acuerdo con la recomendación del manual MEPDG y se muestran en la Figura 48.

Figura 47

Vista principal del software MEPDG versión 1.100



Nota. Las versiones posteriores del software tienen una interfaz diferente.

Figura 48

Valores límites considerados para los indicadores de desempeño

	Limit	Reliability
<input checked="" type="checkbox"/> Terminal IRI (in/mile)	253.44	90
<input checked="" type="checkbox"/> AC Surface Down Cracking Long. Cracking (ft/mi)	1000	90
<input checked="" type="checkbox"/> AC Bottom Up Cracking Alligator Cracking (%)	35	90
<input checked="" type="checkbox"/> AC Thermal Fracture (ft/mi)	700	90
<input type="checkbox"/> Chemically Stabilized Layer Fatigue Fracture(%)		
<input checked="" type="checkbox"/> Permanent Deformation - Total Pavement (in)	0.48	90
<input checked="" type="checkbox"/> Permanent Deformation - AC Only (in)	0.25	90

Nota. Las unidades de los indicadores de desempeño fueron transformados al sistema inglés para su ingreso en el software.

6.2.2. Ingreso de Variables Climáticas

Las variables climáticas están incluidas en el archivo ICM generado con los procesos descritos previamente. Este archivo llamado “Omate-PE.icm” fue cargado al software de diseño tal como se muestra en la Figura 49.

Figura 49

Ingreso del archivo climático ICM “Omate-PE”

Depth of water table (ft)	
Annual average	15

Note: Ground water table depth is a positive number measured from the pavement surface.

Nota. El archivo climático importado también incluye la información de latitud, longitud, elevación y nivel freático.

6.2.2. Ingreso de Variables de Tráfico

La siguiente sección de ingreso de variables en el software requiere los datos de tráfico, los cuales se agrupan principalmente en factores de ajuste de volumen de tráfico, factores de distribución de carga por eje y variables de tráfico general. Adicionalmente se requirió el Tráfico diario promedio anual (AADTT) solo de vehículos de clase 4 o superior, el número de carriles en la dirección de diseño, porcentaje de camiones en la dirección de diseño, porcentaje de camiones en el carril de diseño y la velocidad operacional de camiones (clase 4 o superior). La velocidad directriz usada en el diseño geométrico del proyecto en estudio fue 30 km/h, sin embargo, esto aplica para vehículos ligeros, para los vehículos pesados que influyen en el diseño estructural del pavimento se consideró una velocidad promedio de 20km/h (12.4 mph). Otros datos mostrados en la Figura 50 se obtuvieron del Expediente Técnico de la carretera Puquina-Omate.

Figura 50

Información inicial del tráfico vehicular

The screenshot shows a 'Traffic' dialog box with the following fields and values:

- Design Life (years): 20
- Opening Date: January, 2023
- Initial two-way AADTT: 1040
- Number of lanes in design direction: 1
- Percent of trucks in design direction (%): 50.0
- Percent of trucks in design lane (%): 100.0
- Operational speed (mph): 12.4
- Traffic Volume Adjustment: Edit
- Axle load distribution factor: Edit
- General Traffic Inputs: Edit
- Traffic Growth: Linear, 4%

Buttons: Import/Export, OK, Cancel

Nota. La información de “Opening date” es informativo y no afecta la metodología de análisis.

En el grupo de factores de ajuste del volumen de tráfico se requieren los factores de ajuste mensual por clase, distribución por clase de vehículo, distribución horaria del flujo vehicular y el factor de crecimiento del tráfico. Solo las variables de distribución por clase y factor de crecimiento fueron obtenidas del Expediente Técnico del proyecto (Nivel 2), cuyos valores se muestra en la Figura 51. Los demás ingresos son valores recomendados por la calibración de la metodología MEPDG (Nivel 3).

Figura 51

Distribución del tráfico vehicular por clase para el proyecto en estudio

Class	AADTT	Vehicle Icon
Class 4	3.9	Truck
Class 5	40.8	Truck
Class 6	11.7	Truck
Class 7	1.5	Truck
Class 8	12.2	Truck
Class 9	25.0	Truck
Class 10	2.7	Truck
Class 11	0.6	Truck
Class 12	0.3	Truck
Class 13	1.3	Truck
Total	100.0	

Note: AADTT distribution must total 100%.

Nota. Visualmente el Nivel 2 de la variable Distribución por clase de vehículo no está habilitada, sin embargo, los valores corresponden a un Nivel 2 de caracterización.

El siguiente grupo de variables de tráfico requiere los factores de distribución de carga por eje (espectros de carga), los cuales fueron calculados en base a una estación de pesaje de una carretera geográficamente cercana, tal como se detalló en secciones previas de estructuración de las variables de entrada. Los factores completos del espectro de carga por grupo de eje y clase de vehículo fueron cargados al software MEPDG versión 1.100 tal como se muestra en la Figura 52.

Figura 52*Ingreso de los espectros de carga vehicular*

Season	Veh. Class	Total	3000	4000	5000	6000	700
January	4	100.00	0.25	0	0	0.29	0.29
January	5	100.00	0.62	0.13	0.79	2.3	2.45
January	6	100.00	0.09	0.04	0	0.14	0.25
January	7	100.00	3.75	0	0	0.18	0
January	8	100.00	0	0.23	0.43	0.93	2.73
January	9	100.00	0.23	0.07	0.1	0.23	0.24
January	10	100.00	0.15	0	0	0.01	0.03
January	11	100.00	0.88	0.2	0.2	1.75	4.62
January	12	100.00	0.14	0	0.07	0.08	1.91
January	13	100.00	13.98	3.24	8.01	8.2	6.03

Nota. Visualmente el Nivel 2 de la variable Factores de distribución de carga por eje no está habilitada, sin embargo, los valores corresponden a un Nivel 2 de caracterización.

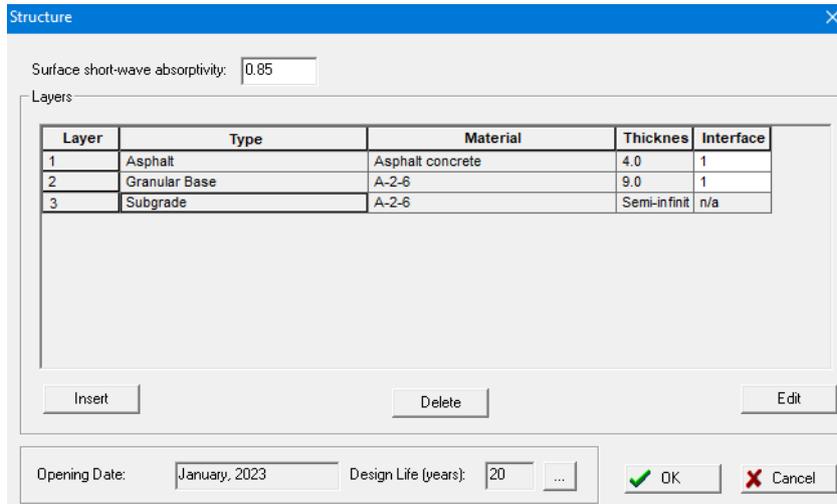
El tercer grupo de variables de tráfico requiere datos como la ubicación promedio de la llanta, la desviación estándar del zigzag lateral de la llanta, ancho del carril de diseño, número ejes/camión, datos de configuración de eje y distancia típica de ejes. La variable de Número ejes/camión fue caracterizada a Nivel 2, cuyo cálculo se detalló previamente en la estructuración de las variables de tráfico. Las demás variables fueron valores típicos de la metodología MEPDG (Nivel 3).

6.2.4. Ingreso de Variables de la Estructura del Pavimento

Las variables relacionadas a la estructura del pavimento están enfocadas en caracterizar las propiedades de las capas estructurales y su configuración, tal como se muestra en la Figura 53. En dicha figura también se muestra el valor de absorción superficial de onda corta, el cual es típico para un material asfáltico, por lo que su caracterización es de Nivel 3. Además, la configuración y espesores del paquete estructural para el diseño de prueba fueron obtenidos con la metodología empírica AASHTO 93.

Figura 53

Capas estructurales del pavimento flexible para el proyecto en estudio



Surface short-wave absorptivity:

Layers

Layer	Type	Material	Thicknes	Interface
1	Asphalt	Asphalt concrete	4.0	1
2	Granular Base	A-2-6	9.0	1
3	Subgrade	A-2-6	Semi-infnit	n/a

Insert Delete Edit

Opening Date: Design Life (years): ...

Nota. La variable Absorbencia de ondas cortas en la superficie varía entre 0 a 1, siendo el valor de 1 la mayor capacidad de absorción.

Para la caracterización de la carpeta asfáltica en Nivel 3 se requiere la granulometría del agregado usado en la mezcla, estos valores fueron mostrados en la Tabla 23 como resultado del ensayo Marshall. Respecto a las propiedades de viscosidad del ligante se correlacionó con su valor de penetración, el cual es PEN 85/100 para el asfalto usado en el proyecto en estudio. Otra información general respecto a la mezcla es la temperatura de referencia, la cual se consideró 21°C (70°F). También, los valores del coeficiente de Poisson, conductividad térmica y capacidad calorífica fueron recomendados por la metodología MEPDG (Nivel 3). Un extracto del ingreso de las variables se muestra en la Figura 54.

Figura 54

Variables generales de la mezcla asfáltica para el proyecto en estudio

Nota. La temperatura de referencia fue considerada 21°C (77°F).

Para la caracterización de la base granular y la subrasante los datos requeridos son propiedades de resistencia y propiedades relacionadas al modelo climático (EICM). Respecto a las propiedades de resistencia se calculó el Módulo resiliente en base al resultado del ensayo CBR usando la Ecuación 21. Los valores de coeficientes de Poisson y presión lateral son valores típicos para materiales granulares y suelo. Se alcanzó el Nivel 1 en los datos de análisis granulométrico, límites de consistencia, el óptimo contenido de humedad y la máxima densidad seca. Otras variables fueron caracterizadas a Nivel 3, tal como se muestra en la Figura 55.

Figura 55

Ingreso de las propiedades del material de base granular en el software de diseño

The left screenshot shows the 'Strength Properties' and 'ICM' tabs for material A-2-6. The 'ICM' tab is active, showing 'Analysis Type' as 'ICM Calculated Modulus' and 'User Input Modulus' as 'Seasonal input (design value)'. The modulus is set to 12298 psi. The right screenshot shows the 'ICM' tab for material A-1-b, displaying a sieve analysis table and various index properties.

Sieve	Percent Passing
0.001mm	
0.002mm	
0.020mm	
#200	4.1
#100	
#80	
#60	
#50	
#40	17.1
#30	
#20	
#16	
#10	78.6
#8	
#4	96
3/8"	99.6
1/2"	100
3/4"	100
1"	100
1 1/2"	
2"	
2 1/2"	
3"	
3 1/2"	

Plasticity Index (PI)	0
Liquid Limit (LL)	24
Compacted Layer	<input type="checkbox"/> No
Index Properties from Sieve Analysis	
% Passing #200	4.1
% Passing #40	17.1
% Passing #4	96.0
D10 (mm)	0.1648
D20 (mm)	0.4572
D30 (mm)	0.5881
D60 (mm)	1.252
D90 (mm)	3.525
User Overridable Index Properties	
Maximum Dry Unit Weight(pcf)	<input checked="" type="checkbox"/> 86.7
Specific Gravity, Gs	<input type="checkbox"/> 2.70
Sat. Hydraulic Conductivity(ft/hr)	<input type="checkbox"/> 0.015
Optimum gravimetric water content(%)	<input checked="" type="checkbox"/> 21.1
Degree of Saturation at Optimum(%)	<input type="checkbox"/> 60.4
User Overridable Soil Water Characteristic Curve	
af	<input type="checkbox"/> 9.556
bf	<input type="checkbox"/> 3.255
cf	<input type="checkbox"/> 0.8226
tr	<input type="checkbox"/> 100

Nota. La imagen izquierda muestra el ingreso de propiedades de resistencia del material de subrasante y la imagen derecha muestra las propiedades requeridas por el modelo climático.

Otras características mecánicas requeridas para el modelo de fisuras térmicas incluyeron la resistencia a tracción de la MAC (645.92 psi a 14°F), los valores del cumplimiento de flujo de la MAC y coeficiente de contracción térmica de la mezcla, los cuales fueron caracterizados a Nivel 3.

Capítulo VII: Resultados y Discusión

En el presente capítulo se incluyen los resultados del preprocesamiento de las variables y los resultados de los criterios de desempeño del pavimento flexible. Estos resultados y su interpretación se agruparon en cuatro categorías: resultados climáticos, tráfico, propiedades de los materiales y resultados de los indicadores de desempeño.

7.1. Resultados Climáticos

La caracterización de las variables climáticas se realizó en concordancia a lo descrito en el Capítulo VI. La metodología MEPDG considera los datos de 8 variables asociadas a la influencia climática en el análisis de desempeño del pavimento flexible. De estas variables solo 2 de ellas se caracterizó con el Nivel 3, debido a que no se contaba con información local de la nubosidad y nivel freático, por lo que se consideró valores neutrales para el diseño. Las 6 variables restantes fueron caracterizadas con el Nivel 1, las cuales fueron medidas mediante estaciones meteorológicas automáticas en lugares cercanos al proyecto en estudio, por lo tanto, son representativas al entorno medioambiental del proyecto.

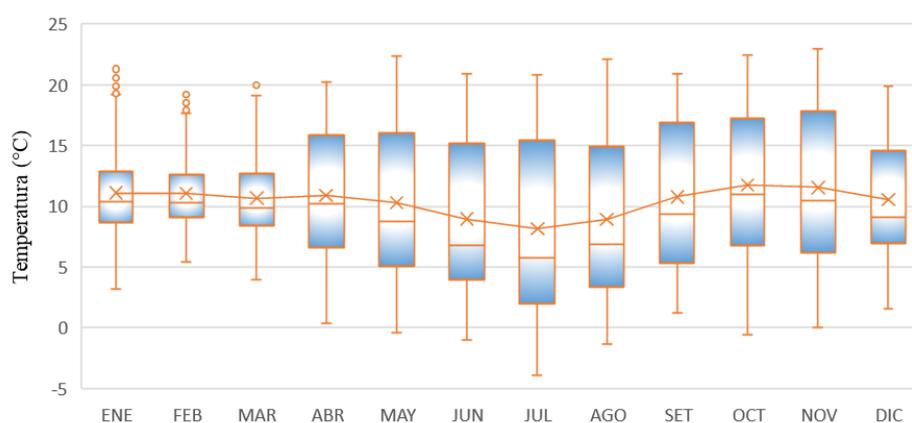
La elaboración del archivo climático ICM incluyó la información de 8 años, principalmente de temperatura, precipitación, velocidad del viento, humedad relativa y radiación. Los resultados mediante gráficos y su interpretación se muestran en los siguientes párrafos.

En todo el periodo de análisis la temperatura ambiental promedio registrada en la Estación San José de Uzuna es 10.3°C, mientras que la máxima y mínima temperatura registrada es 24°C y -3.9°C, respectivamente. Adicional a conocer la magnitud de esta variable también es importante estudiar la frecuencia con la que estos valores se presentan. La Figura 56 muestra mediante un gráfico de caja y bigote que para el año 2020 el 50% de los datos centrales de temperatura ambiental no fueron menores a 0°C ni mayores a 20°C. En esta serie de datos el mes de julio presenta la mayor variación para el 50% de los datos

centrales y con una tendencia a bajas temperaturas. La información se complementó con mayores años de estudio, en este caso 8 años de data climática, del cual se aprecia que una mínima cantidad de datos es inferior a 0°C, lo que no representa una condición crítica, tal como se muestra en la Figura 57.

Figura 56

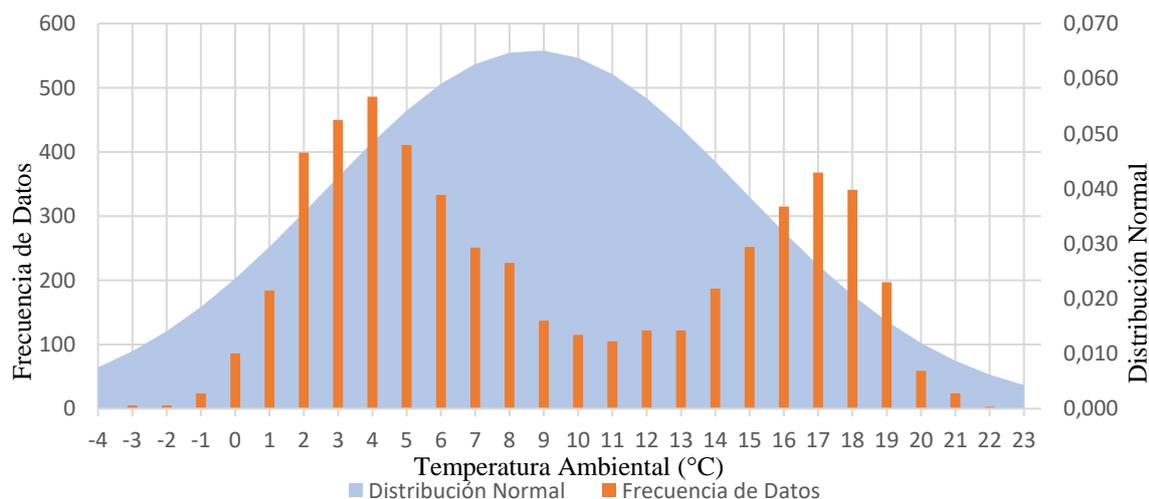
Distribución estadística mensual de la temperatura ambiental del año 2020



Nota. La caja del diagrama está formada por los valores del 50% de los datos centrales, donde los límites son los valores extremos del segundo y tercer cuartil.

Figura 57

Distribución normal de la temperatura ambiental

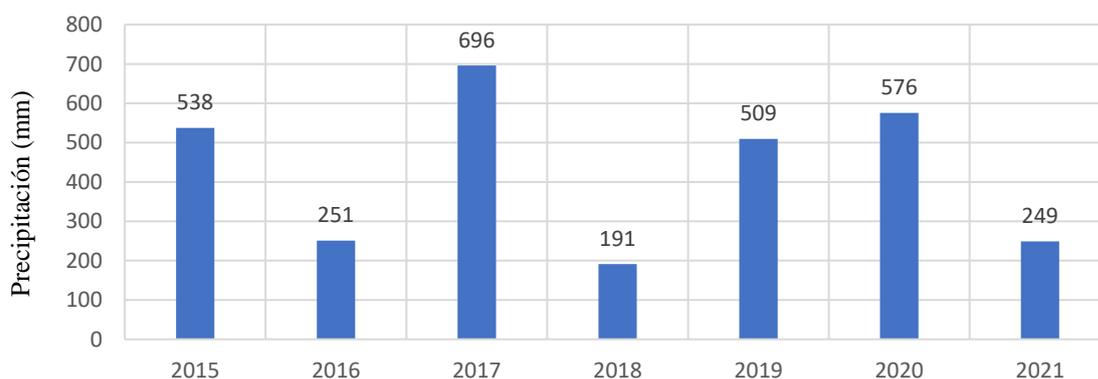


Nota. La gráfica considera los datos horarios para el mes de julio desde el año 2015 hasta 2021. El mes de julio es el que contiene la mayor cantidad de datos con temperaturas ambientales menores a 0°C.

La precipitación anual en la zona del proyecto tiene un promedio de 430 mm/m², sin embargo, no tiene un comportamiento definido en el periodo de análisis, tal como se muestra en la Figura 58. El comportamiento de los resultados mensuales de la precipitación mostrados en la Figura 59 indican que para el proyecto en estudio la saturación por precipitación no es una condición crítica para el pavimento, esto debido a que el 75% del tiempo la precipitación es casi nula. Por otro lado, los meses de mayor precipitación se relacionan con los promedios máximos mensuales de la Humedad Relativa, mostrando una estrecha relación entre ambas variables.

Figura 58

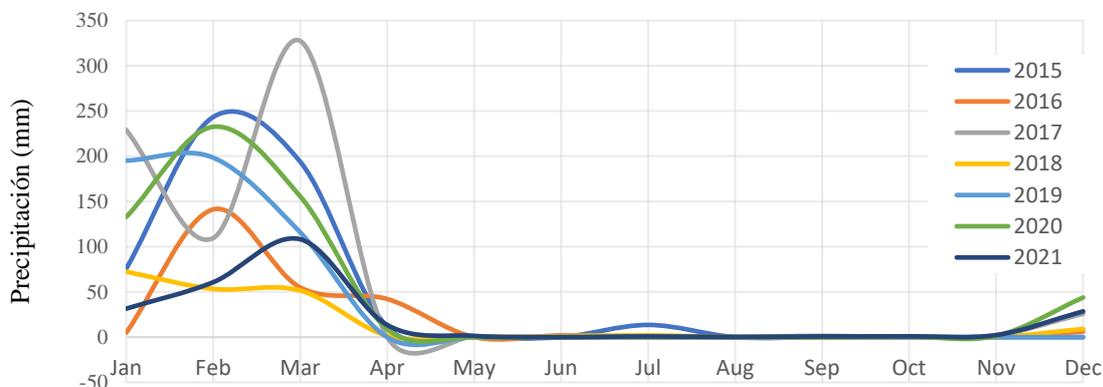
Precipitación anual en el periodo de análisis



Nota. Los años considerados en la gráfica incluyen información completa de 12 meses.

Figura 59

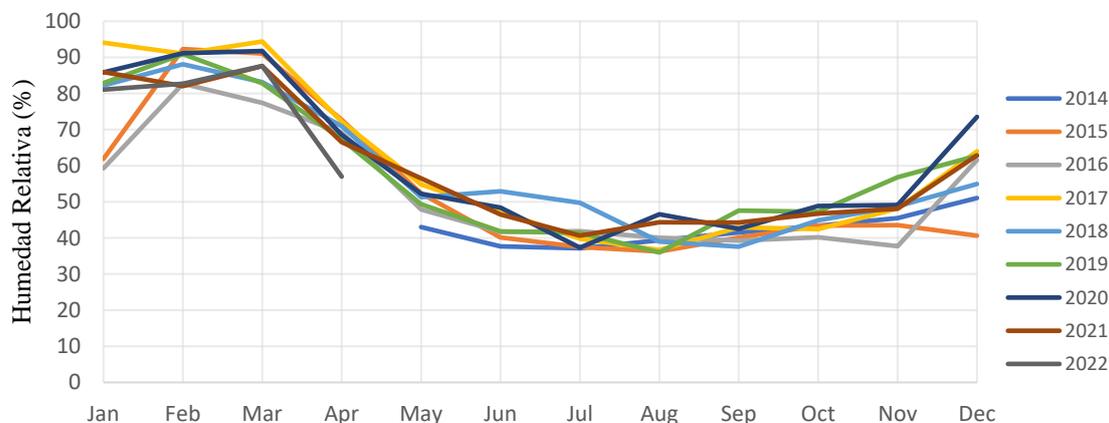
Comportamiento mensual de la precipitación



Nota. Los valores mensuales graficados son las precipitaciones acumuladas de la información horaria recopilada.

Figura 60

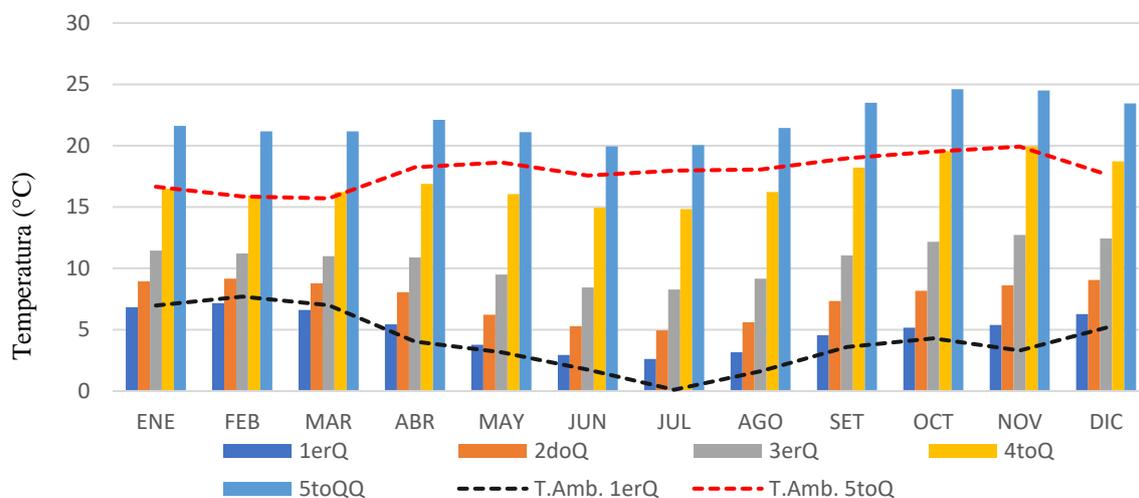
Comportamiento mensual promedio de la Humedad Relativa



Nota. Los valores mensuales graficados son el promedio de la información horaria recopilada.

Un factor importante que tiene influencia en la transferencia de calor por convección del ambiente hacia el pavimento es la velocidad del viento, la cual para la zona del proyecto en estudio el promedio de esta variable es 2.9 m/s (6.5 mph). Otro factor para considerar es la transferencia de calor por radiación solar, la cual se registró que la máxima radiación diaria fue de 8291 Wh/m²-día (2628 BTU/ft²-día), mientras que el promedio diario tiene un valor de 6101 Wh/m²-día (1934 BTU/ft²-día).

Las condiciones ambientales influyen en la temperatura del pavimento, esto debido a la transferencia de calor por los diferentes mecanismos estudiados previamente. La Figura 61 muestra la temperatura superficial del pavimento con datos agrupados por quintiles. De esto se observa que la temperatura del pavimento (5to quintil) es siempre mayor a la temperatura ambiental, el cual puede llegar a tener valores superiores en 5.8°C. Considerando el modelo de transferencia de calor esta diferencia de temperatura es asociada a la radiación, lo que resalta la importancia de estudiar esta variable en el proceso de diseño. Por otro lado, las temperaturas mínimas mensuales del pavimento (1er quintil) pueden llegar a ser hasta 2.4°C mayor a la temperatura ambiental, sin embargo, estas no son menores a 0°C.

Figura 61*Temperatura superficial del pavimento*

Nota. Los valores de temperatura del pavimento consideran la data incluida en archivo climático ICM, mientras que la temperatura ambiental se usó con fines comparativos con información del año 2020.

7.2. Resultados de tráfico

La caracterización de las variables de tráfico se realizó conforme a lo descrito en el capítulo previo. En total se cuenta con 16 variables de tráfico que forman parte del análisis en la metodología MEPDG, de estas variables solo 6 de ellas se caracterizó con el Nivel 3, lo que implica haber considerado valores por defecto del software. Adicionalmente, se alcanzó una caracterización de Nivel 2 en 8 variables, esto al considerar que los valores de dichas variables son datos regionales y no representan las condiciones locales del proyecto. Finalmente, solo 2 variables fueron caracterizadas con el Nivel 1, las cuales están asociadas con el aspecto geométrico de la carretera.

7.2.1. Factores de Distribución de Carga por Tipo de Eje

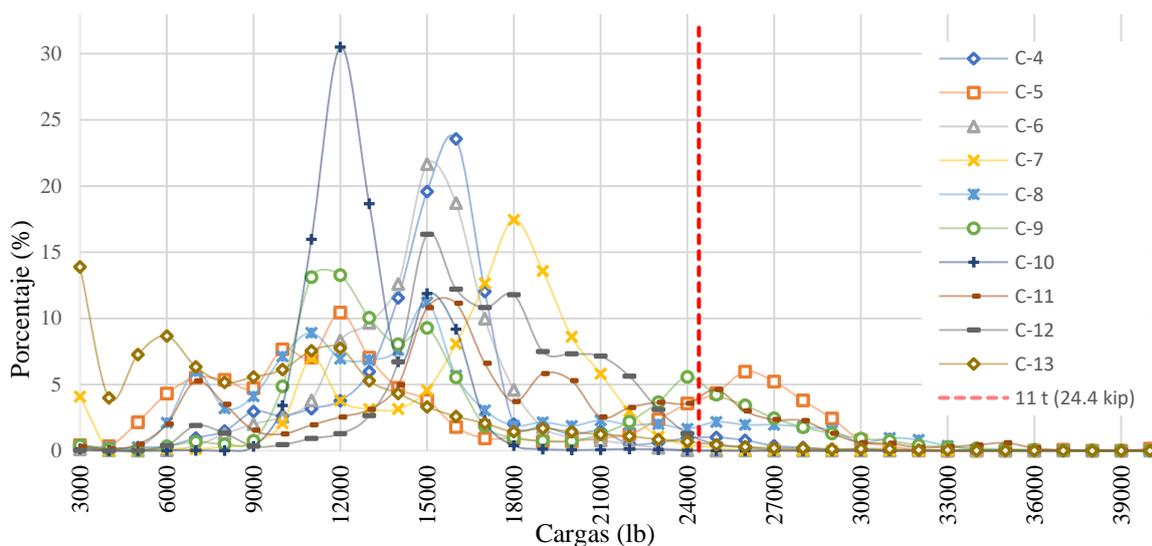
Dentro de la caracterización del tráfico el principal resultado que se muestra son los factores de distribución de carga por tipo de eje. En el Capítulo VI se describió el procedimiento de cálculo, lo que resultó en una tabla de porcentajes de cargas por grupo de ejes y clase de vehículo para todos los meses y años de análisis.

Los resultados de los espectros de carga procesados con información recopilada del año 2019 en el Peaje Uchumayo (Arequipa) se muestran en la Figura 62 hasta la Figura 64. En cada figura se incluye el límite máximo de carga para cada grupo de ejes, esto no considera la tolerancia de 5% permitido en el reglamento vehicular peruano. Además, de acuerdo a la metodología MEPDG los grupos de ejes solo están conformados por llantas dobles. Una característica resaltante que se presenta en cada figura es el considerable porcentaje de vehículos que sobrepasan el límite de carga establecido, esto es independiente de la clase de vehículo que se analice.

Las clases de vehículos en los espectros de carga de eje simple que presentan mayor porcentaje de ejes sobrepasando el límite de carga son C-5 y C-9 con 23% y 16% respectivamente, mientras que los ejes simples de las clases C-6, C-7 y C-10 tienen una casi nula sobrecarga. En el grupo de ejes tándem, la clase C-11 y C-10 presentan un alto porcentaje de excedencia de carga, con un 58% y 57% respectivamente. También, en este grupo de ejes la clase C-8 se caracteriza por presentar el menor porcentaje de ejes que exceden las 18 t (10%). Para el grupo de ejes trídem, la clase de vehículos con mayor incidencia que sobrepasan el límite de 25 t son del tipo C-10 con un 68%, mientras que un resultado opuesto pertenece a la clase C-7 con solo 10% de ejes excedentes.

Figura 62

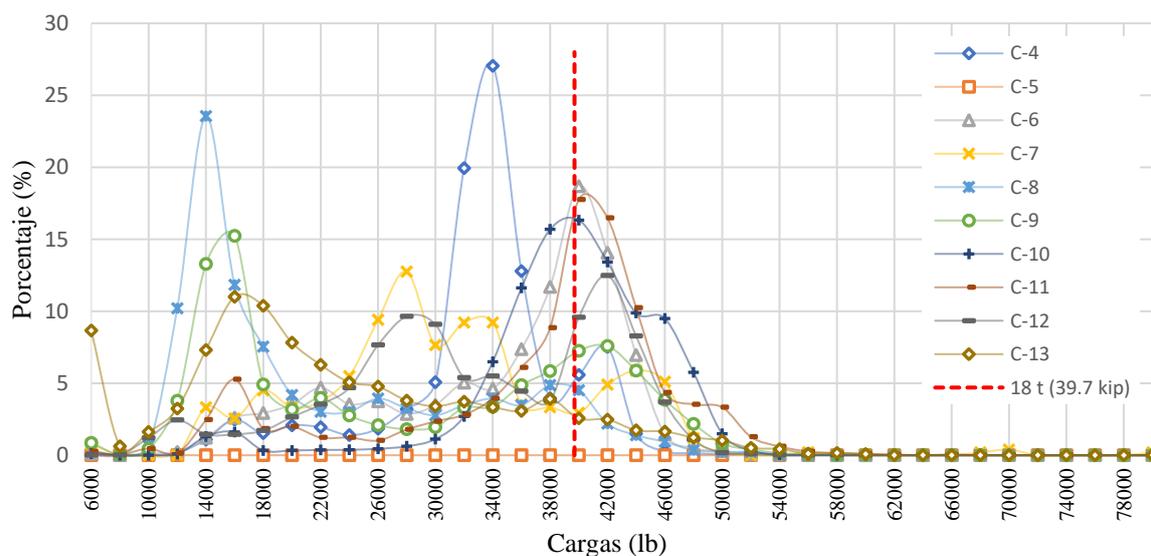
Espectro de carga vehicular de Eje simple, año 2019



Nota. En la gráfica se presenta el límite de peso para eje simple con dos ruedas normado en el Reglamento Nacional de Vehículos. Los tipos de vehículos corresponden a la clasificación norteamericana.

Figura 63

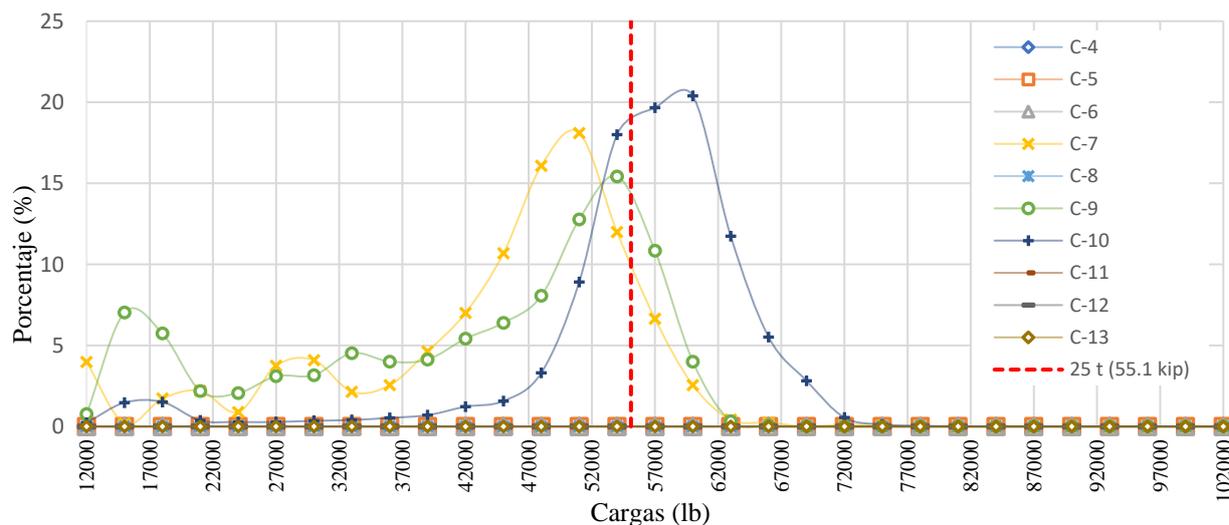
Espectro de carga vehicular de Eje tándem, año 2019



Nota. En la gráfica se presenta el límite de peso para eje tándem normado en el Reglamento Nacional de Vehículos. Los tipos de vehículos corresponden a la clasificación norteamericana.

Figura 64

Espectro de carga vehicular de Eje trídeme, año 2019

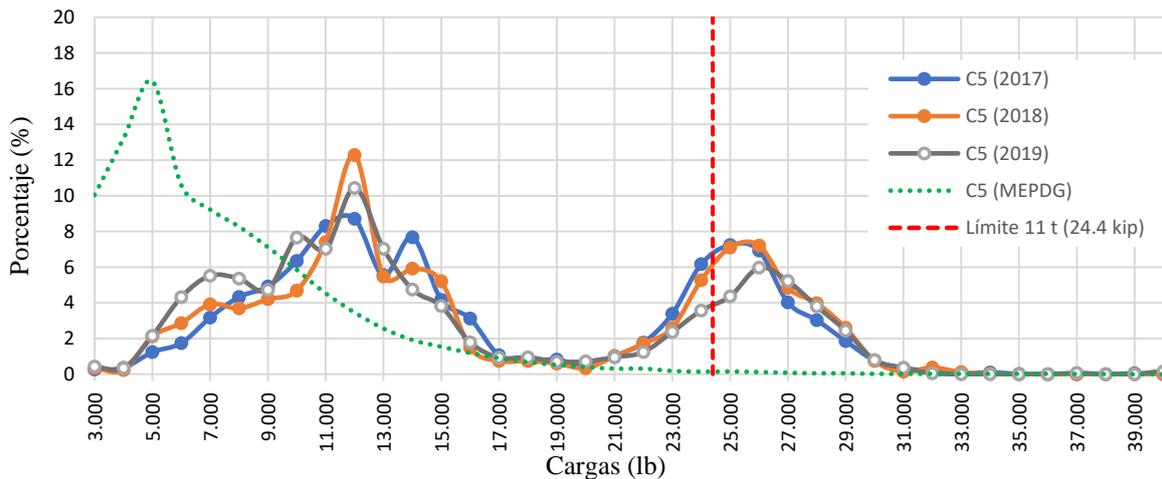


Nota. En la gráfica se presenta el límite de peso para eje trídem normado en el Reglamento Nacional de Vehículos. Los tipos de vehículos corresponden a la clasificación norteamericana.

La Figura 65 hasta Figura 67 muestran los resultados de comparar el comportamiento de los espectros de carga a través de tres años (2017, 2018 y 2019), el cual indica que no existe una tendencia marcada para ningún grupo de eje, en promedio las curvas son similares. Al comparar los espectros de carga en base a información regional (Nivel 2) con los valores por defecto de la metodología MEPDG (Nivel 3) se evidencia una clara diferencia entre las curvas. En la curva de Nivel 2 de eje simple para la Clase 5 el mayor porcentaje de ejes excedentes es 27% perteneciente al año 2018, mientras que en la curva de Nivel 3 la excedencia es solo el 1%. Similar diferencia se encuentra en la curva del eje tándem para la Clase 6, donde la excedencia a Nivel 2 es 45% (2018) y del Nivel 3 es solo 7%. En la curva Nivel 2 del eje trídem para la Clase 10 el 64% (2018) exceden el límite de 25 t, mientras que en la curva de Nivel 3 solo exceden el 5%.

Figura 65

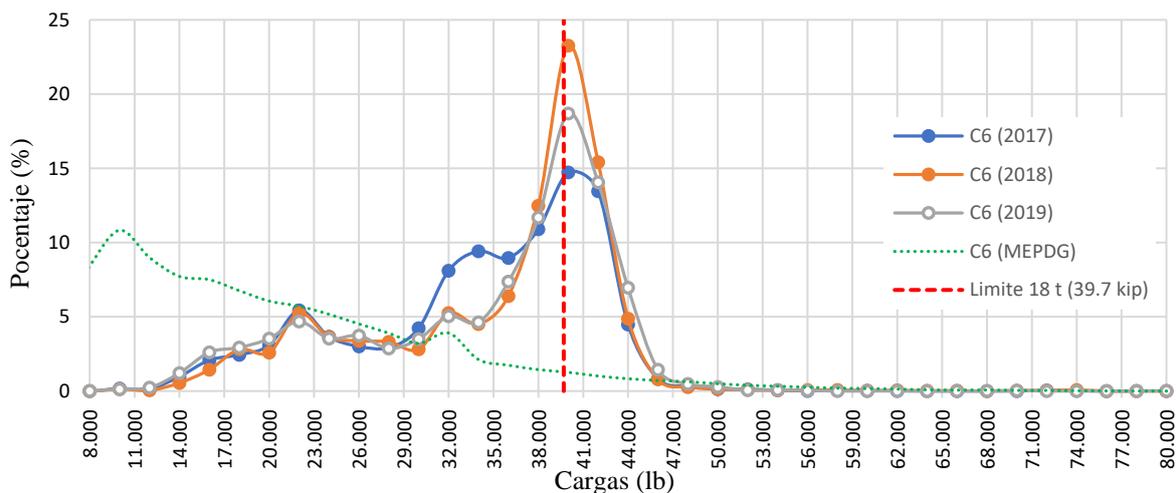
Comparativa de espectros de carga anual Nivel 2 y Nivel 3, Eje simple



Nota. La comparativa considera los valores promedios de Factores de carga de todos los meses del año para la clase C-5, según clasificación de la FHWA.

Figura 66

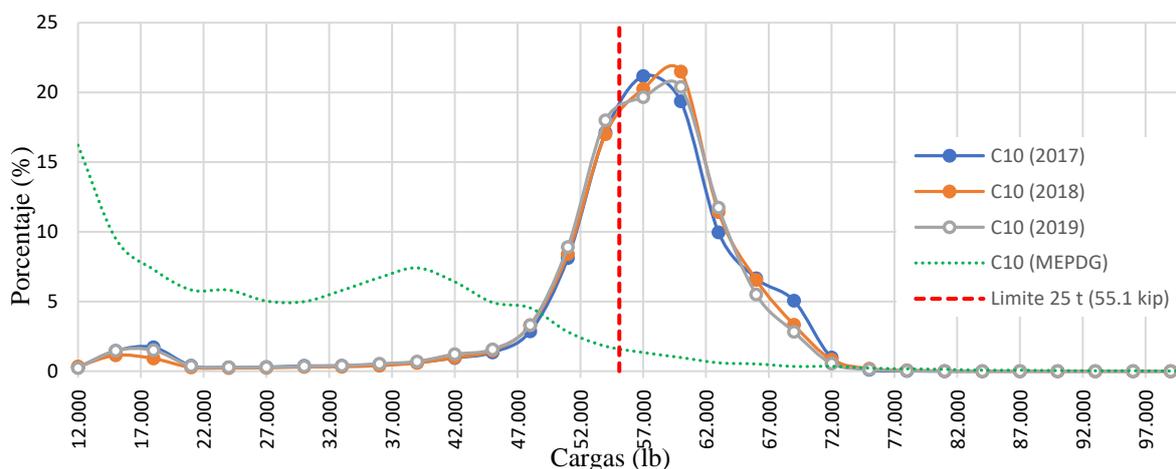
Comparativa de espectros de carga anual Nivel 2 y Nivel 3, Eje tándem



Nota. La comparativa considera los valores promedios de Factores de carga de todos los meses del año para la clase C-6, según clasificación de la FHWA.

Figura 67

Comparativa de espectros de carga anual Nivel 2 y Nivel 3, Eje trídrem



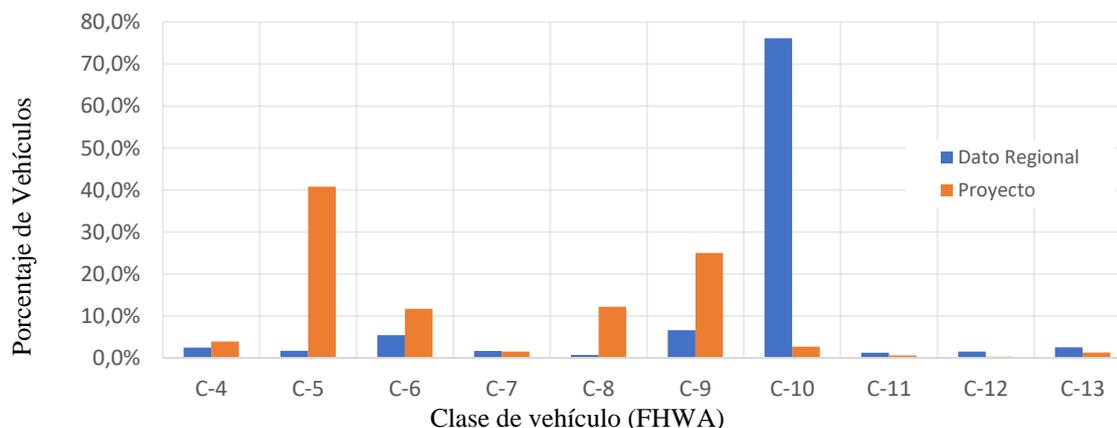
Nota. La comparativa considera los valores promedios de Factores de carga de todos los meses del año para la clase C-10, según clasificación de la FHWA.

7.2.2. Distribución por Clase de Vehículo

El estudio de tráfico de la ruta Puquina-Omate se caracteriza por ser una vía principalmente de camiones simples de dos o tres ejes, con moderada presencia de buses o tractocamiones, tal como se aprecia en la distribución vehicular de la Figura 68. Se aprecia una importante diferencia en la distribución vehicular obtenida de los datos de pesaje (dato regional) con respecto a los datos locales del proyecto. Esto evidencia la importancia de conocer la distribución vehicular para cada proyecto en estudio, ya que influye directamente en la distribución de la variable Tráfico Diario Promedio Anual (AADDT) del diseño.

Figura 68

Distribución vehicular por clase para el proyecto en estudio



Nota. Los valores regiones consideran el promedio porcentual para cada clase de vehículo de los años 2017, 2018 y 2019.

7.3. Resultados de las Propiedades de los materiales

El conocimiento de las propiedades mecánicas de los materiales de pavimentación es necesario en cualquier metodología de diseño, sin embargo, cobra mayor importancia en la metodología MEPDG, ya que simula en el diseño teórico el comportamiento mecánico de dichos materiales. En este sentido, esta metodología permite evaluar la capacidad estructural y funcional del pavimento flexible (desempeño) al simular que las propiedades mecánicas de los materiales son afectadas por diversos factores ambientales y de tráfico durante la vida útil de diseño.

La caracterización de las variables asociadas a las propiedades de los materiales de pavimentación se realizó en concordancia a lo descrito en el Capítulo VI. Ajustando los niveles de caracterización de la metodología MEPDG a la información disponible del proyecto se tuvo 23 variables referentes a los materiales de construcción del pavimento flexible en estudio. De estas variables 11 de ellas se caracterizó con el Nivel 3, debido principalmente a la carencia de ensayos sofisticados y a la recomendación de la misma guía MEPDG al no tener mucha relevancia en el diseño, como es el caso del coeficiente de Poisson. Además, a pesar de que los materiales usados en los ensayos de laboratorio fueron del proyecto en estudio, se consideró a 7 variables con el Nivel 2, ya que se requieren una mayor cantidad de muestras para alcanzar el siguiente nivel de caracterización. Finalmente, solo 5 variables fueron caracterizadas con el Nivel 1, únicamente a las variables de los materiales usados en la base y subrasante, ya que como parte de construcción del proyecto se realizó ensayos en toda la longitud de estudio.

7.3.1. Módulo Dinámico de la Mezcla Asfáltica

El módulo dinámico de la mezcla asfáltica es una propiedad mecánica que forma parte activa en el cálculo del deterioro por fatiga relacionado a cargas, tal como se presentó en la Ecuación 45. Además, es una propiedad sensible debido a su estrecha relación con las condiciones ambientales y de tráfico, los cuales ocasionan envejecimiento del ligante asfáltico y diferentes frecuencias de carga, respectivamente. En la presente investigación se calculó la curva maestra del módulo dinámico con la ecuación predictiva de Witzak (Ecuación 16) y teniendo en cuenta las propiedades reales de la mezcla asfáltica, tal como se muestra en la Tabla 35. La curva maestra presentada en la Figura 69 consideró un estado inicial del ligante asfáltico (no envejecido) y una temperatura de referencia de 25°C (77°F).

En el análisis iterativo del software MEPDG la curva de módulo dinámico varía conforme al envejecimiento del asfalto (cambio de viscosidad) y la temperatura de análisis (factores de ajuste de la Figura 70). De acuerdo con el principio de superposición tiempo-temperatura usada en la construcción de la curva maestra y explicada previamente, considera que una menor temperatura de análisis respecto a la temperatura de referencia la curva del módulo dinámico se desplaza hacia la izquierda, lo que indica que para una misma velocidad de carga en el pavimento el módulo de la mezcla es mayor. Teniendo en cuenta que en el proyecto en estudio las temperaturas del pavimento varían entre 2°C y 25°C (Figura 61) es importante que el módulo dinámico represente tales condiciones.

La Figura 69 también muestra el valor del módulo para una carpeta asfáltica recomendado por la metodología empírica AASHTO 93. El módulo sugerido (430 ksi a 20°C) está asociado a un coeficiente estructural de diseño y no considera variación por condiciones ambientales o de tráfico. Dentro de la particularidad del proyecto en estudio y salvaguardando ciertas consideraciones el módulo recomendado de 430 ksi se asocia a una frecuencia de carga de 2 Hz a 10cm (4in) de profundidad y este valor se asocia a una

velocidad vehicular de 3.4 km/h usando la relación de Barksdale (Figura 27). Las condiciones descritas resuelven que el módulo elástico recomendado por la metodología AASHTO 93 no representa una situación promedio en campo. Por el contrario, para el mismo punto de análisis una velocidad de 20 km/h (promedio asumido para vehículos de carga en la zona del proyecto) indica un módulo dinámico de 656 ksi.

Tabla 35

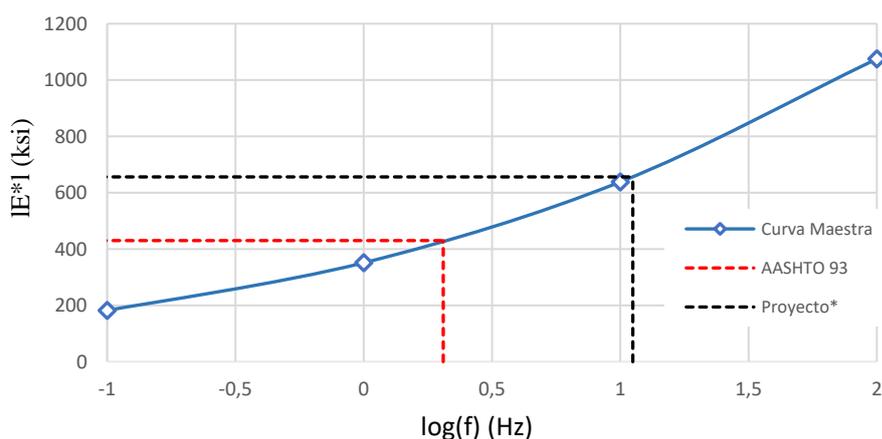
Valores de ingreso en la ecuación predictiva del módulo dinámico

Propiedad	Valor
% pasante malla #200	4.7
% retenido acumulado en malla #4	42.2
% contenido de aire	4.3
% volumen afectivo de asfalto	5.6
% retenido acumulado en malla 3/8 in	21.3
% retenido acumulado en malla 3/4 in	0
Viscosidad inicial del asfalto ($10^6 P$)	1.18

Nota. El valor de viscosidad del ligante fue calculado correlacionándolo con su valor de penetración a una temperatura de 25°C (77°F).

Figura 69

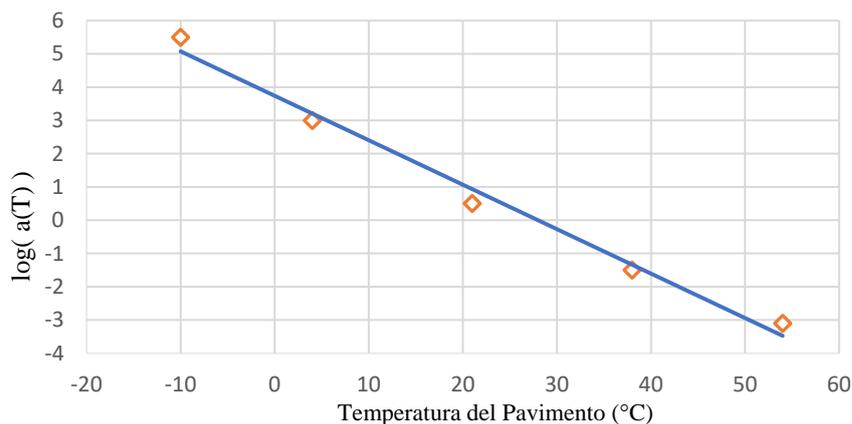
Curva maestra de la mezcla asfáltica según la ecuación predictiva de Witczak



Nota. La curva maestra fue calculada a una temperatura de referencia de 77°F (25°C) y no considera el envejecimiento del asfalto.

Figura 70

Factores de ajuste de la curva maestra para el proyecto en estudio



Nota. Los factores de ajuste fueron calculados considerando la gráfica de la curva maestra en base al logaritmo del tiempo reducido.

7.3.2. Propiedades de Base Granular

En el Capítulo VI como parte del procedimiento realizado en los ensayos se presentó las propiedades del suelo usado como Base granular en el proyecto en estudio. En esta sección se resumirá dichas propiedades, las cuales fueron usadas en el procesamiento con el software MEPDG versión 1.100. El material de base es típico para toda la longitud en estudio, desde el km 115 hasta el km 150. El módulo resiliente del material fue calculado con la Ecuación 21, recomendado para un Nivel 2 en la metodología MEPDG.

Tabla 36

Resumen de propiedades del suelo de BG

Propiedad	Und	Valor
Límite Líquido	%	28
Índice de Plasticidad	%	13
Óptimo Contenido de Humedad	%	7.1
Máxima Densidad Seca	g/cm ³	2.240
Ensayo CBR	%	105
Módulo Resiliente	psi	50229
Clasificación AASHTO	-	A-2-6

Nota. El material de base granular es típico para el tramo en estudio, por ende, también sus propiedades.

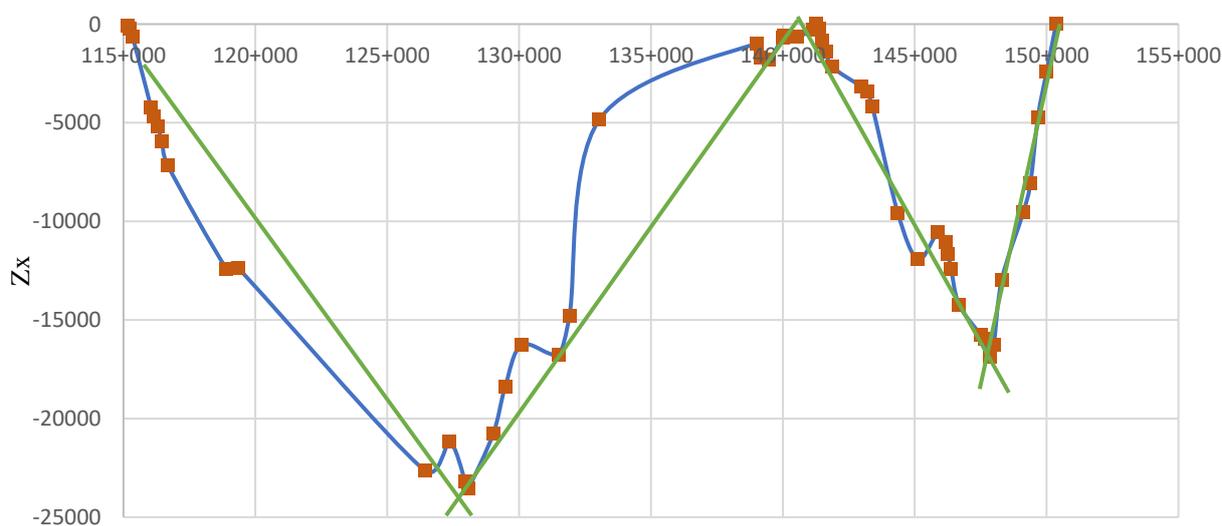
7.3.3. Propiedades de la Subrasante

Las propiedades resultantes de los ensayos realizados al suelo de subrasante fueron presentadas en el Capítulo VI, sin embargo, en esta sección se presentará las propiedades para los tramos homogéneos del proyecto en estudio. Dichos tramos fueron calculados mediante el análisis estadístico de diferencias acumuladas a los valores de CBR del material. Cada tramó resultó con un CBR promedio, al cual se le asoció las propiedades de granulometría, LL, IP, OCH, y MDS del valor de CBR más próximo al valor homogéneo.

De acuerdo con los resultados de las diferencias acumuladas de la Figura 71 se identificó cuatro tramos homogéneos con sus respectivos valores de CBR promedio, tal como se muestra en la Figura 72. De estos resultados se identifica que dos tramos coinciden en el valor de CBR, por lo tanto, solo existen tres tramos homogéneos únicos. Las otras propiedades asociadas a cada tramo se resumen en la Tabla 37 y Tabla 38.

Figura 71

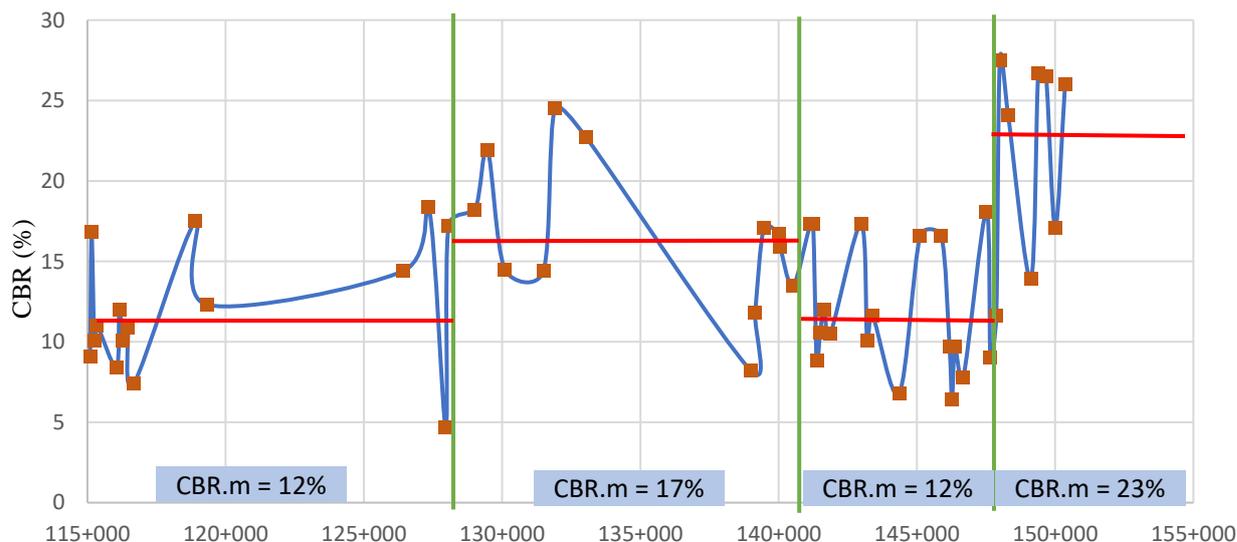
Análisis estadístico del valor CBR por diferencias acumuladas



Nota. En la gráfica se muestra solo las progresivas en estudio desde 115+100 hasta 150+360.

Figura 72

Identificación de los tramos homogéneos del suelo de subrasante



Nota. En la gráfica se muestra solo las progresivas en estudio desde 115+100 hasta 150+360. Existen solo tres tramos con valores de CBR únicos.

Tabla 37

Propiedades del material de subrasante para cada tramo homogéneo único

Propiedad	Unid	Tramo 1	Tramo 2	Tramo 3
Progresivas de influencia		km 115.1 al 128.1 y km 141.1 al 148	km 128.1 al 140.1	km 148 al 150.4
CBR promedio	%	12	17	23
Módulo resiliente	psi	12298	15463	19067
Óptimo Contenido de Humedad	%	21.1	18.1	18.4
Máxima Densidad Seca	g/cm ³	1.389	1.515	1.676
Límite Líquido	%	24	22	29
Índice de Plasticidad	%	NP	NP	6
Clasificación AASHTO	-	A-1b	A-4	A-4

Nota. El valor de CBR de cada tramo homogéneo fue asociado con las demás propiedades considerando un punto de estudio con CBR similar determinado mediante ensayo de laboratorio.

Tabla 38

Granulometría del material de subrasante para cada tramo homogéneo único

Propiedad	1"	3/4"	1/2"	3/8"	N°4	N°10	N°40	N°200
Tramo 1	100	100	100	99.6	96	78.6	17.1	4.1
Tramo 2	100	100	100	100	100	96.1	73.4	40.9
Tramo 3	100	100	99	97.8	94	88.1	71.9	41.9

Nota. Los valores consideran el porcentaje pasante de material en cada malla.

7.3.4. Diseño de Prueba con la metodología AASHTO 93

La metodología MEPDG requiere como variable de ingreso la geometría de la estructura del pavimento flexible, esto involucra los espesores de las capas estructurales. Estos valores preliminares pueden ser calculados por cualquier método tradicional de diseño, en la presente investigación se usó la metodología de diseño AASHTO 93.

El proyecto en estudio de acuerdo con los valores de CBR del suelo de subrasante se dividió en 3 tramos homogéneos únicos, descritos y caracterizados previamente. Estos tramos tienen en común el Número de ejes equivalentes calculado en base al estudio de tráfico del proyecto.

La confiabilidad asumida para esta carretera rural de Segunda Clase fue 90%, el cual está dentro de los márgenes recomendados. La Desviación Estándar Normal asociada a esa confiabilidad es -1.282. También, los valores recomendados por AASHTO del Error Estándar Normal varían entre 0.40 y 0.50, en base a esto se consideró un valor promedio de 0.45.

Los valores de serviciabilidad inicial y serviciabilidad final considerados fueron 4 y 2, respectivamente. Estos valores están acorde a los valores recomendados por AASHTO para el diseño de un pavimento flexible nuevo.

El resumen de los parámetros para el diseño preliminar de cada tramo se muestra en la Tabla 39. También se incluye el valor del Número Estructural (SN) requerido como resultado de usar la ecuación de diseño AASHTO 93 presentada en la Ecuación 12.

Tabla 39

Parámetros para el diseño preliminar mediante AASHTO 93

Parámetro	Tramo 1	Tramo 2	Tramo 3
Factor de Confiabilidad (R)	90%	90%	90%
Desviación Estándar Normal (ZR)	-1.282	-1.282	-1.282
Error Estándar Normal(S ₀)	0.45	0.45	0.45

Serviciabilidad Inicial (pi)	4	4	4
Serviciabilidad Final (pt)	2	2	2
Mr de Subrasante (psi)	12298	15463	19067
Periodo de diseño	20 años	20 años	20 años
Factor lineal de crecimiento	4%	4%	4%
Número de Ejes Equivalente Total (W18)	1.53E+06	1.53E+06	1.53E+06
SN (requerido)	3.02	2.78	2.57

Nota. Los valores de SN requeridos fueron calculados usando la ecuación de diseño AASHTO 93.

El SN requerido se comparó con el SN propuesto de la Tabla 40 considerando la configuración del pavimento con dos capas estructurales, capa asfáltica y base granular. El SN propuesto fue calculado con la Ecuación 13 y con un valor de coeficiente de drenaje de 1. El coeficiente estructural de la capa asfáltica se consideró 0.45 asociado a una Módulo resiliente de 430 ksi explicado en la Figura 19. En este caso el módulo de la mezcla asfáltica es fijo a una temperatura de referencia, no considera directamente los cambios de propiedades por temperatura o frecuencia de aplicación de carga. Asimismo, el valor de CBR de la Base Granular descrito previamente se asocia a un coeficiente estructural de 0.14, tal como se mostró en la Figura 20.

Tabla 40

SN propuesto para el diseño preliminar del pavimento flexible

Capa estructural	Espesor (in)	SN / capa	Coef. Dren.	SN / capa	SN Acum.
Carpeta Asfáltica en Caliente	4	0.450	-	1.800	1.800
Base Granular CBR 105%, compactada al 100% de la MDS	9	0.140	1.0	1.260	3.060

Nota. Los espesores calculados con el diseño preliminar son variables de entrada en la metodología MEPDG.

En el diseño de prueba calculado con la metodología AASHTO 93 se buscó por conveniencia encontrar una sola configuración geométrica que satisfaga el SN requerido de todos los tramos homogéneos. El resultado fue una carpeta asfáltica de 10cm (4in) de espesor y una base granular de 22.5cm (9in) de espesor.

7.4. Resultados de los Indicadores de Desempeño

Luego del procesamiento con el software MEPDG versión 1.100 de todas las variables involucradas en el diseño mecánico-empírico se analizó los resultados de desempeño del pavimento flexible en los siguientes párrafos. Es importante recalcar que los tramos de estudio solo se diferencian en las propiedades del material de subrasante, manteniendo constante las demás variables de diseño.

El resumen de los deterioros calculados con sus respectivos valores de confiabilidad para cada tramo se presenta en la Tabla 41 hasta la Tabla 43. Un resultado común para todos los tramos es la desaprobación del diseño de prueba por no alcanzar la confiabilidad en la predicción de fisuras longitudinales. Los resultados del Tramo 2 y 3 también muestran fallas por el incumplimiento de confiabilidad de los valores calculados del IRI. El no alcanzar la confiabilidad requerida ya es una deficiencia del diseño de prueba, ya que existe una alta probabilidad de falla prematura ante dichos deterioros.

Tabla 41

Resumen de valores de deterioros alcanzados para el Tramo 1

Criterios de Desempeño	Lím. Deterioro	Lím. Conf.	Deterioro Alcanzado	Confiabilidad Alcanzada
IRI final (in/mi)	253.44	90	192.8	90.10
Fisuras longitudinales (ft/mi):	1000	90	471	60.28
Fisuras tipo piel de cocodrilo (%):	35	90	6.3	97.90
Fisuras transversales o térmicas (ft/mi):	700	90	1	99.99
Deformación permanente de la carpeta asfáltica (in):	0.25	90	0.07	99.99
Deformación permanente total (in):	0.48	90	0.31	96.48

Nota. Los valores de deterioros alcanzados y presentados en la tabla consideran una confiabilidad de 50%.

Tabla 42

Resumen de valores de deterioros alcanzados para el Tramo 2

Criterios de Desempeño	Lím. Deterioro	Lím. Conf.	Deterioro Alcanzado	Confiabilidad Alcanzada
IRI final (in/mi)	253.44	90	196.4	88.48
Fisuras longitudinales (ft/mi):	1000	90	922	51.43
Fisuras tipo piel de cocodrilo (%):	35	90	7.5	97.42

Fisuras transversales o térmicas (ft/mi):	700	90	1	99.99
Deformación permanente de la carpeta asfáltica (in):	0.25	90	0.07	99.99
Deformación permanente total (in):	0.48	90	0.30	99.67

Nota. Los valores de deterioros alcanzados y presentados en la tabla consideran una confiabilidad de 50%.

Tabla 43

Resumen de valores de deterioros alcanzados para el Tramo 3

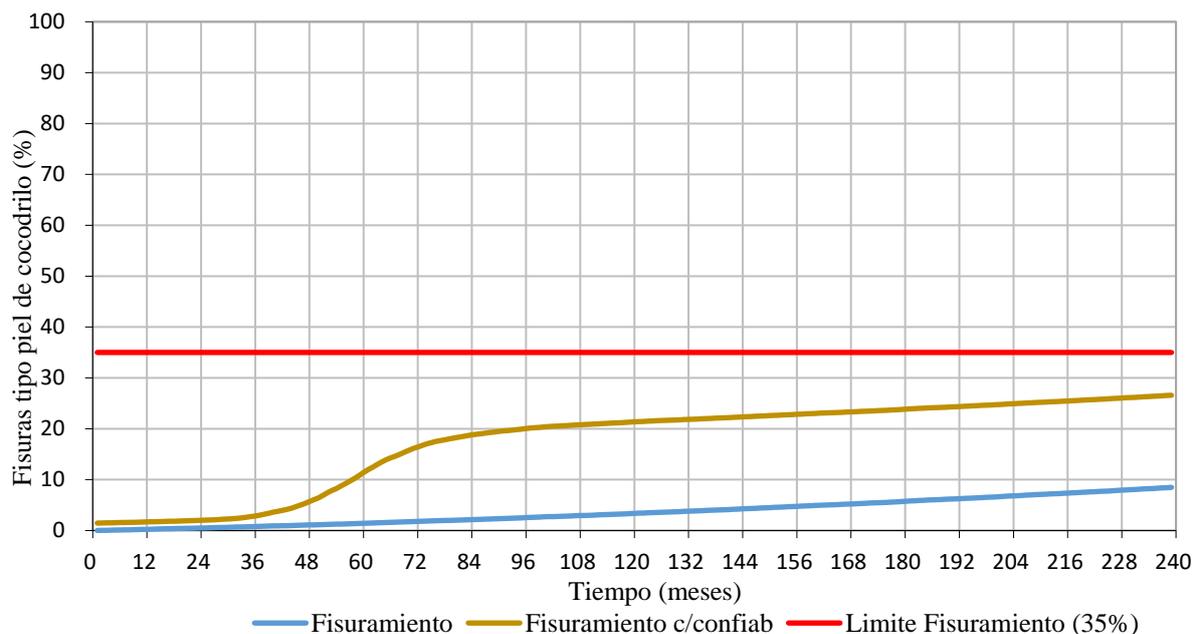
Criterios de Desempeño	Lím. Deterioro	Lím. Conf.	Deterioro Alcanzado	Confiabilidad Alcanzada
IRI final (in/mi)	253.44	90	199.9	86.77
Fisuras longitudinales (ft/mi):	1000	90	905	51.74
Fisuras tipo piel de cocodrilo (%):	35	90	8.5	96.94
Fisuras transversales o térmicas (ft/mi):	700	90	1	99.99
Deformación permanente de la carpeta asfáltica (in):	0.25	90	0.07	99.99
Deformación permanente total (in):	0.48	90	0.31	99.43

Nota. Los valores de deterioros alcanzados y presentados en la tabla consideran una confiabilidad de 50%.

La predicción del deterioro por fisuras tipo piel de cocodrilo (fisuras por fatiga de abajo hacia arriba) y las fisuras térmicas (transversales) no son críticos para ningún tramo en estudio, tal como se observa en la Figura 73 y Figura 74, respectivamente. La poca presencia de fisuras tipo piel de cocodrilo indica que los esfuerzos de tracción que se presentan en la parte inferior de la capa asfáltica no es excesiva, esto está relacionado con las cargas sobre el pavimento y la resistencia a la fatiga del material asfáltico. Por otro lado, las fisuras térmicas son insignificantes debido a que la temperatura del pavimento no es afectada por ciclos de congelamiento y descongelamiento. Tal como se mostró en los resultados climáticos, la temperatura del pavimento a cualquier profundidad y tiempo es superior a 0°C.

Figura 73

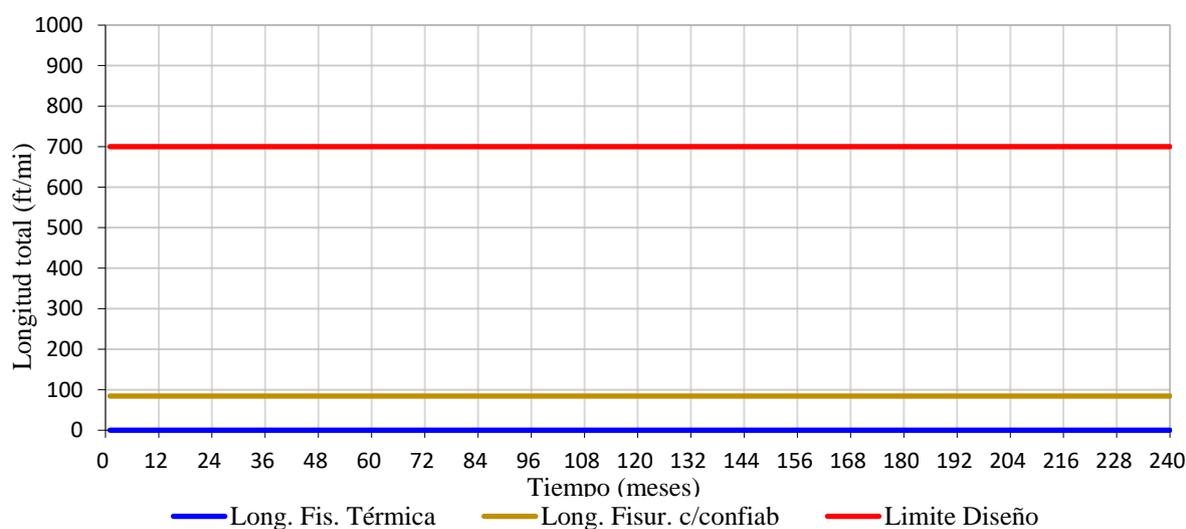
Evolución de las fisuras tipo piel de cocodrilo – Tramo 3



Nota. El deterioro por fisuras tipo piel de cocodrilo (bottom-up cracking) fue mayor en el Tramo 3 en estudio.

Figura 74

Evolución de las fisuras térmicas – Tramo 3



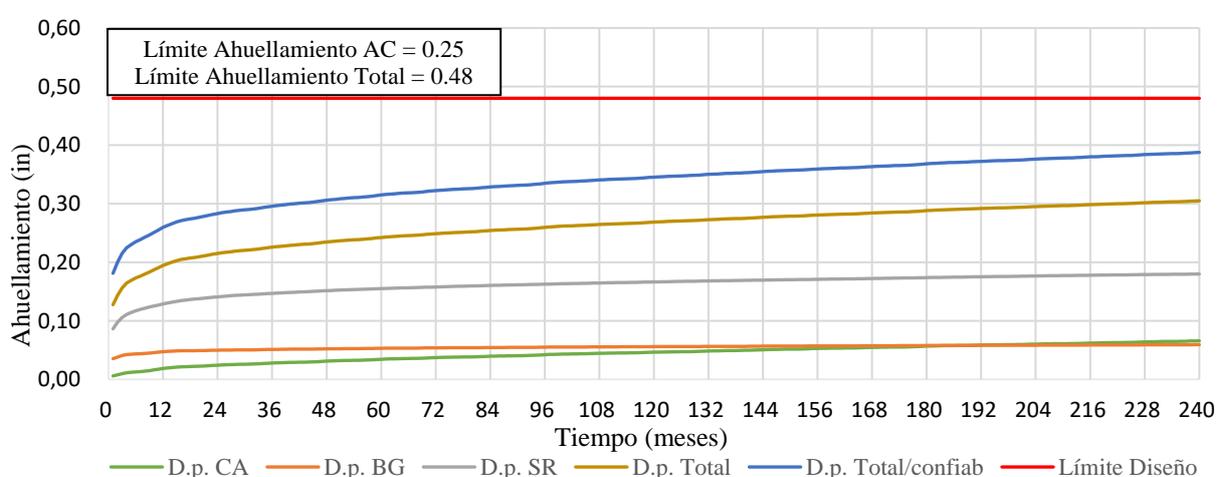
Nota. En todos los tramos estudiados las fisuras térmicas tuvieron valores cercanos a cero, por lo que gráficamente no sobresalen.

La deformación permanente en la estructura del pavimento puede ser estudiado en dos partes, la deformación de la capeta asfáltica (CA) y la deformación en las capas granulares y la subrasante. En todos los tramos el deterioro alcanzado de deformación permanente para la CA es 0.07in (1.8mm). Sin embargo, hay variación en las deformaciones permanentes totales

de cada tramo debido a los diferentes tipos de subrasantes. Por ejemplo, los resultados de ahuellamiento total del tramo 2 mostrado en la Figura 75 alcanza un valor de 0.30in (7.5mm) con una confiabilidad de 99.67% al final del periodo de diseño, esto indica que un 77% de la deformación permanente es debido a la subrasante. En todos los tramos estudiados se observó similar influencia de la deformación permanente de la subrasante.

Figura 75

Evolución del ahuellamiento – Tramo 2



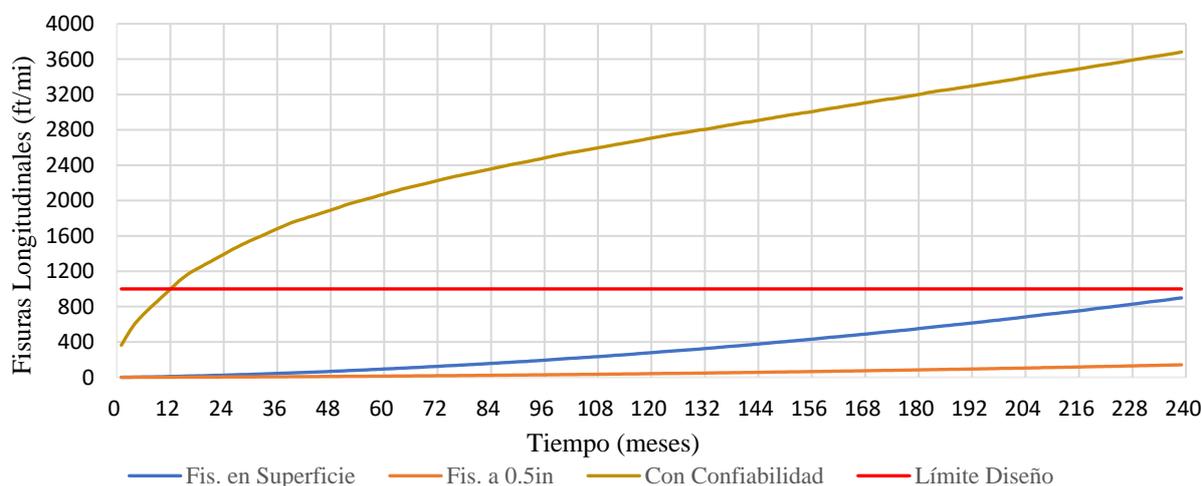
Nota. Las siglas “D.p.” hacen referencia a la deformación permanente de cada capa. Los valores de “D.p. Total” calculados con la metodología MEPDG consideran una confiabilidad de 50%.

Los resultados de predicción de fisuras longitudinales en el Tramo 2 y 3 son críticos, ya que los valores se aproximan al valor límite de diseño y su confiabilidad es aproximadamente 50%. Para analizar un caso de estudio, la Figura 76 muestra la evolución de las fisuras longitudinales a través del tiempo para el Tramo 3 del proyecto. Un detalle importante para notar es la significativa diferencia en la magnitud de las fisuras superficiales y las fisuras a 0.5in de profundidad, esto indica que gran parte de las fisuras longitudinales no tienen una profundidad de desarrollo mayor a 0.5in, lo que las hace reparables mediante fresado en futuras estrategias de rehabilitación. Por otro lado, los altos valores de la curva de confiabilidad a 90% se deben principalmente al elevado error estándar ($S_e = 1242 \text{ ft/mi}$)

con el que se realizó la calibración global de la función de transferencia para este deterioro, el cual consideró proyectos norteamericanos.

Figura 76

Evolución de las fisuras longitudinales – Tramo 3

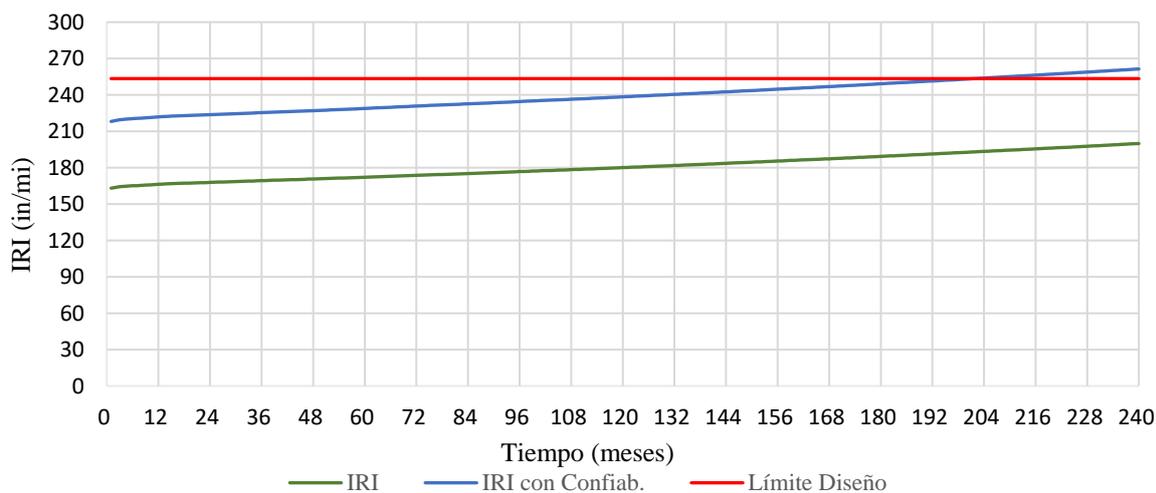


Nota. Los valores de “Fis. en Superficie” calculados con la metodología MEPDG consideran una confiabilidad de 50%. El valor límite de diseño es 1000 ft/mi.

Los valores de regularidad superficial del pavimento (IRI) son calculados en base a los resultados de los otros deterioros, lo que implica que también es influenciado por el incumplimiento de estos, esta relación se mostró en la Ecuación 58. La presencia de un “Factor de sitio” en esta ecuación también involucra la influencia de otras características ambientales y propiedades del material de subrasante. Un caso específico de estudio es el Tramo 3, donde el IRI calculado a 20 años con una confiabilidad de 90% es 261.4 in/mi, el cual supera el límite de diseño establecido. La principal causa por la excedencia del IRI es atribuible a la baja confiabilidad alcanzada en la predicción de las fisuras longitudinales.

Figura 77

Evolución del IRI – Tramo 3



Nota. Los valores de “IRI” calculados con la metodología MEPDG consideran una confiabilidad de 50%. El valor límite de diseño es 253.44 in/mi.

Estudiado los principales problemas de deterioro que afectan el diseño de prueba se evaluó qué parámetros del diseño deben ser modificados para alcanzar la aceptación de confiabilidad en el IRI y las fisuras longitudinales. Se debe entender que la interacción mecánica de los materiales es compleja y la alteración de una propiedad para evitar un tipo de deterioro puede resultar en el incremento de otro. Además, hay propiedades en la caracterización de materiales que se relacionan entre sí, un claro ejemplo es la viscosidad del ligante asfáltico y las propiedades volumétricas obtenidas a partir de ensayos de laboratorio. Por otro lado, la variación geométrica de las capas estructurales no está relacionado con las propiedades de los materiales, pero si tiene influencia en la predicción de los deterioros. Por otro lado, realizar cambios a las variables climáticas y de tráfico no reflejarían la realidad del proyecto, por lo que en este estudio no se siguió esta tendencia de análisis.

El incumplimiento por confiabilidad de las fisuras longitudinales es la característica común para todos los tramos en estudio, por lo tanto, en los siguientes párrafos se evaluaron medidas solo para el Tramo 3, ya que el resultado es similar en los otros tramos. Se estudió la variación en la predicción de los deterioros debido al incremento de los espesores de las capas estructurales. Los resultados de la Tabla 44 indicaron que la confiabilidad de las fisuras

longitudinales se incrementó en promedio 11% por cada unidad incrementada del espesor de la CA, esto es, por cada milla de análisis se reducen las fisuras 546 pies. Por otro lado, al incrementar el espesor de la BG la confiabilidad de las fisuras longitudinales se incrementó en 5.4%, tal como se muestra en la Tabla 45. Estos resultados demostraron que bajo las condiciones del proyecto el incremento de la CA tiene mayor influencia en el control de las fisuras longitudinales. Sin embargo, para el tramo en estudio no se alcanzó la confiabilidad requerida en la predicción de fisuras longitudinales e IRI.

Tabla 44

Influencia del espesor de la CA en la predicción de deterioros – Tramo 3

Diseño	A01	A02	A03	A04
A. Propiedades de MAC				
1. Gradación de los agregados				
% acumulado tamiz 3/4in	0	0	0	0
% acumulado tamiz 3/8in	21.3	21.3	21.3	21.3
% acumulado tamiz #4	42.2	42.2	42.2	42.2
% acumulado tamiz #200	4.7	4.7	4.7	4.7
2. Ligante asfáltico				
Grado de penetración	85/100	85/100	85/100	85/100
3. Propiedades volumétricas de MAC				
Contenido efectivo de asfalto (%)	5.6	5.6	5.6	5.6
Contenido de vacíos (%)	4.3	4.3	4.3	4.3
Peso unitario (g/cm ³)	2.332	2.332	2.332	2.332
B. Espesores de capas				
Carpeta asfáltica (in)	3.5	4.0	4.5	5.0
Base granular (in)	9.0	9.0	9.0	9.0
C. Confiabilidad alcanzada (%)				
IRI final	85.08	86.77	88.26	89.27
Fisuras longitudinales	48.55	51.74	58.27	64.75
Fisuras tipo piel de cocodrilo	95.60	96.94	98.13	98.77
Fisuras transversales o térmicas	99.99	99.99	99.99	99.99
Deformación permanente de la CA	99.99	99.99	99.99	99.99
Deformación permanente total	97.52	99.43	99.88	99.98

Nota. Un incremento en los valores de confiabilidad de la tabla está asociado a una reducción en el deterioro calculado a una confiabilidad de 50%.

Tabla 45

Influencia del espesor de la BG en la predicción de deterioros – Tramo 3

Diseño	B01	B02	B03
A. Propiedades de MAC			
1. Gradación de los agregados			
% acumulado tamiz 3/4in	0	0	0
% acumulado tamiz 3/8in	21.3	21.3	21.3
% acumulado tamiz #4	42.2	42.2	42.2
% acumulado tamiz #200	4.7	4.7	4.7
2. Ligante asfáltico			
Grado de penetración	85/100	85/100	85/100
3. Propiedades volumétricas de MAC			
Contenido efectivo de asfalto (%)	5.6	5.6	5.6
Contenido de vacíos (%)	4.3	4.3	4.3
Peso unitario (g/cm ³)	2.332	2.332	2.332
B. Espesores de capas			
Carpeta asfáltica (in)	4.0	4.0	4.0
Base granular (in)	7.0	9.0	11.0
C. Confiabilidad alcanzada (%)			
IRI final	85.98	86.77	87.26
Fisuras longitudinales	37.61	51.74	59.21
Fisuras tipo piel de cocodrilo	95.79	96.94	97.54
Fisuras transversales o térmicas	99.99	99.99	99.99
Deformación permanente de la CA	99.99	99.99	99.99
Deformación permanente total	99.12	99.43	99.58

Nota. Un incremento en los valores de confiabilidad de la tabla está asociado a una reducción en el deterioro calculado a una confiabilidad de 50%.

Otras medidas adoptadas para reducir los deterioros fueron el cambio del valor de penetración del ligante y el porcentaje de contenido efectivo del asfalto en la mezcla. Al realizar estos cambios se asumió que otras propiedades volumétricas de la mezcla asfáltica no se modificaron, sin embargo, esta consideración no es necesariamente cierta y es necesario realizar mayores ensayos de laboratorio para su comprobación. La variación en el valor de penetración del asfalto, el cual está relacionado con su viscosidad mediante la Ecuación 18, no representa un cambio significativo en los resultados de deterioro, tal como se muestra en la Tabla 46. En contraste, los resultados mostraron que la adición de una unidad porcentual del contenido efectivo del asfalto en la mezcla incrementó en 9.6% la confiabilidad de las fisuras longitudinales, esto se muestra en la Tabla 47.

Tabla 46*Influencia del grado de penetración del asfalto en la predicción de deterioros – Tramo 3*

Diseño	C01	C02	C03
A. Propiedades de MAC			
1. Gradación de los agregados			
% acumulado tamiz 3/4in	0	0	0
% acumulado tamiz 3/8in	21.3	21.3	21.3
% acumulado tamiz #4	42.2	42.2	42.2
% acumulado tamiz #200	4.7	4.7	4.7
2. Ligante asfáltico			
Grado de penetración	60/70	85/100	120/150
3. Propiedades volumétricas de MAC			
Contenido efectivo de asfalto (%)	5.6	5.6	5.6
Contenido de vacíos (%)	4.3	4.3	4.3
Peso unitario (g/cm ³)	2.332	2.332	2.332
B. Espesores de capas			
Carpeta asfáltica (in)	4.0	4.0	4.0
Base granular (in)	9.0	9.0	9.0
C. Confiabilidad alcanzada (%)			
IRI final	86.91	86.77	86.42
Fisuras longitudinales	52.15	51.74	51.08
Fisuras tipo piel de cocodrilo	97.06	96.94	96.67
Fisuras transversales o térmicas	99.99	99.99	99.99
Deformación permanente de la CA	99.99	99.99	99.99
Deformación permanente total	99.55	99.43	99.11

Nota. Un incremento en los valores de confiabilidad de la tabla está asociado a una reducción en el deterioro calculado a una confiabilidad de 50%.

Tabla 47*Influencia del contenido efectivo de asfalto en la predicción de deterioros – Tramo 3*

Diseño	D01	D02	D03
A. Propiedades de MAC			
1. Gradación de los agregados			
% acumulado tamiz 3/4in	0	0	0
% acumulado tamiz 3/8in	21.3	21.3	21.3
% acumulado tamiz #4	42.2	42.2	42.2
% acumulado tamiz #200	4.7	4.7	4.7
2. Ligante asfáltico			
Grado de penetración	85/100	85/100	85/100
3. Propiedades volumétricas de MAC			
Contenido efectivo de asfalto (%)	5.0	5.6	6.2
Contenido de vacíos (%)	4.3	4.3	4.3

Peso unitario (g/cm ³)	2.332	2.332	2.332
B. Espesores de capas			
Carpeta asfáltica (in)	4.0	4.0	4.0
Base granular (in)	9.0	9.0	9.0
C. Confiabilidad alcanzada (%)			
IRI final	86.00	86.77	87.26
Fisuras longitudinales	45.01	51.74	56.50
Fisuras tipo piel de cocodrilo	95.33	96.94	97.78
Fisuras transversales o térmicas	99.99	99.99	99.99
Deformación permanente de la CA	99.99	99.99	99.99
Deformación permanente total	99.57	99.43	99.28

Nota. Un incremento en los valores de confiabilidad de la tabla está asociado a una reducción en el deterioro calculado a una confiabilidad de 50%.

Las medidas de control de deterioro evaluadas en los párrafos anteriores mostraron que el incremento de los espesores de las capas estructurales y el aumento del porcentaje efectivo de asfalto en la mezcla son las variables que mejor influyen en la prevención del deterioro por fatiga y por consecuencia el IRI. Teniendo en cuenta estas consideraciones se evaluó el diseño E01 de la Tabla 48, la cual muestra que se cumple con los límites de confiabilidad de los deterioros a excepción de las fisuras por fatiga de tipo longitudinal. Para alcanzar estos valores se optó por incrementar el volumen efectivo de asfalto en la mezcla de 5.6% a 6.2% y también robustecer el paquete estructural total de 13in a 17.5in. Estas medidas igualmente repercutieron en las fisuras tipo piel de cocodrilo y en la deformación permanente, las cuales alcanzaron valores de confiabilidad bastante elevados.

Tabla 48

Propuesta de diseño para el proyecto en estudio – Tramo 3

Diseño	E01
A. Propiedades de MAC	
1. Gradación de los agregados	
% acumulado tamiz 3/4in	0
% acumulado tamiz 3/8in	21.3
% acumulado tamiz #4	42.2
% acumulado tamiz #200	4.7
2. Ligante asfáltico	
Grado de penetración	85/100

3. Propiedades volumétricas de MAC		
Contenido efectivo de asfalto (%)	6.2	
Contenido de vacíos (%)	4.3	
Peso unitario (g/cm ³)	2.332	
B. Espesores de capas		
Carpeta asfáltica (in)	5.5	
Base granular (in)	12.0	
C. Deterioros	Valor	Confiab.
IRI final (in/mi)	192.7	90.27
Fisuras longitudinales (ft/mi)	53.1	75.95
Fisuras tipo piel de cocodrilo (%)	1.5	99.99
Fisuras transversales o térmicas (ft/mi)	1	99.99
Deformación permanente de la CA (in)	0.05	99.99
Deformación permanente total (in)	0.25	99.99

Nota. Un incremento en los valores de confiabilidad de la tabla está asociado a una reducción en el deterioro calculado a una confiabilidad de 50%.

Las medidas implementadas para reducir las fisuras longitudinales por fatiga descritas en los párrafos anteriores no son las únicas, sin embargo, son las que mejor se ajustan para el estudio de un diseño de prueba donde se prescinde de ensayos de laboratorio sofisticados para conocer el cambio de todas las variables involucradas. Debido a que los resultados del diseño de prueba indican que la mezcla asfáltica es susceptible a las fisuras longitudinales entonces es recomendable evaluar otras alternativas como la adición de polímeros que mejoren la resistencia a fatiga del material. Para un mejor conocimiento de la influencia de estos materiales en las propiedades de la mezcla asfáltica es necesario realizar ensayos de Nivel 1 en la metodología MEPDG.

7.5. Discusión de resultados

7.5.1. Discusión de resultados climáticos.

La hipótesis de la presente investigación afirmó que la temperatura ambiental es la principal variable climática que influye en la predicción del deterioro del pavimento flexible. Estas dos variables se relacionan mediante la temperatura del pavimento, ya que esta determina el comportamiento mecánico de la mezcla asfáltica. Los resultados gráficos mostraron que la temperatura ambiental influye y marca la tendencia general de la temperatura del pavimento, sin embargo, la inclusión de la radiación solar (asociado a la nubosidad) incrementa 5.8°C adicionales a los valores de la temperatura ambiental. Asimismo, investigaciones de Perera (2015) y Yufra (2018) coincidieron en señalar la importancia del estudio de la radiación solar. Para Perera el incremento del 50% del brillo solar aumenta el agrietamiento longitudinal y la deformación permanente, mientras que Yufra encontró que las fisuras por fatiga y la deformación permanente se redujeron aproximadamente en 30% al reducir al mínimo registrado la radiación solar.

Las variables ambientales de precipitación y humedad relativa no demostraron tener relación en la tendencia de la temperatura del pavimento o en el cambio de las propiedades mecánicas de las capas estructurales. Ambas variables tienen su máximo valor los meses de febrero y marzo, sin embargo, las mayores temperaturas del pavimento pertenecieron a los meses de octubre y noviembre. Adicional a esto, en el lugar de estudio se registraron precipitaciones casi nulas el 75% del año, lo que reduce su influencia en el cambio del comportamiento mecánico por saturación de la capa granular o subrasante para el proyecto en estudio. Contrariamente, el estudio de Perera (2015) en un lugar con precipitación anual mayor a 1600mm encontró que esta variable asume un papel importante en la predicción del deterioro. Esto recalca la importancia de caracterizar localmente las variables y determinar su influencia en el comportamiento mecánico del pavimento.

7.5.2. *Discusión de resultados de tráfico*

En la hipótesis del presente estudio se afirmó que la principal variable de tráfico a considerar en el estudio de desempeño del pavimento son los espectros de carga vehicular. En los resultados gráficos se evidenció que los espectros de carga por eje permiten conocer el porcentaje de vehículos con sobrecarga, cuyo exceso es considerado en los modelos de predicción de deterioro del pavimento. El problema de sobrepeso vehicular en la realidad nacional es un resultado recurrente en diversas investigaciones (Martínez, 2015; Jaña, 2016; Montoya & Quispe, 2020), lo que hace necesario la caracterización local de los pesos vehiculares para obtener resultados confiables en el diseño de pavimentos.

De acuerdo con los resultados del espectro de carga de eje simple, el 23% de los vehículos de la clase C-5 (vehículos C2 en la clasificación peruana) superan el límite normado de carga, seguido con un 16% de la clase C-9 (vehículos T2S3, T3S2, C3RB2, C4RB1, 8X4RB1 y T3Se2 en la clasificación peruana). Similares resultados fueron presentados en el estudio de Martínez (2015), donde se procesó información de las estaciones de pesaje Montalvo y Camaná (Panamericana Sur) y se encontró que el 36% y 7% de vehículos, respectivamente, sobrepasan el peso normado de eje simple. Otro estudio en la Panamericana Norte (Piura) de Jaña (2016) encontró que el 25% de ejes simples están sobrecargados.

Respecto al eje tándem, el 58% de la clase de vehículos C-11 supera el límite de carga normado. Similarmente para el eje trídem, la cantidad de vehículos de tipo C-10 que superan la carga normada es 68%. Los estudios de Martínez (2015) y Jaña (2016) presentan valores similares, donde la sobrecarga en los ejes tándem es 25% y 56%, respectivamente. Además, la misma tendencia es mostrada en los ejes trídem, con porcentajes de 76% y 52%, respectivamente para cada estudio. Con estos resultados se puede afirmar que la sobrecarga de más del 50% de los ejes tándem y trídem no está siendo considerada en un diseño de

pavimentos convencional, lo que anticipa un deterioro prematuro de la estructura. Para una mayor confiabilidad en el diseño se debe considerar los espectros de carga locales (Nivel 1) o regionales (Nivel 2).

7.5.3. Discusión de resultados de desempeño

Los resultados de la predicción de deterioros del presente estudio mostraron que las fisuras longitudinales son las más críticas para el proyecto en estudio, ya que no cumplen la confiabilidad del diseño (76% para el diseño mejorado). Esta baja confiabilidad se asocia al elevado error estándar del modelo de calibración global de la metodología. La misma tendencia de baja confiabilidad para este deterioro se encontró en los estudios de Huallpa & Estrada (2019) y Montoya & Quispe (2020) luego de realizar estudios en la región de Puno y Arequipa, respectivamente. La confiabilidad alcanzada en estos estudios para las fisuras longitudinales fue de 63% y 62%, respectivamente. Estos resultados indican la necesidad de una calibración nacional del modelo de predicción de fisuras longitudinales para mejorar la confiabilidad de los resultados.

Las medidas adoptadas que tuvieron mayor influencia en la reducción de las fisuras longitudinales (top-down cracking) en orden decreciente fueron el incremento del espesor de la CA, el incremento del contenido efectivo del asfalto y el incremento del espesor de la BG. Similarmente, los resultados de Jaña (2016) también mostraron que el aumento del contenido efectivo de asfalto reduce las fisuras longitudinales, mientras que el incremento del espesor de la CA de 3in a 3.5in aumenta los valores de las fisuras por fatiga. Resultados de otros estudios (Ling et al, 2019; Canestrari & Ingrassia, 2020; El-Ashwah et al, 2021) mostraron que la tendencia del cambio del espesor de la CA es diferente para capas gruesas y delgadas (aprox. < 4in). Esto explicaría los resultados opuestos de Jaña, ya que para el presente estudio el espesor de la CA fue mayor a 4in.

Los resultados de la presente investigación mostraron también que el deterioro tipo piel de cocodrilo (bottom-up cracking) se redujo con el incremento del contenido efectivo del asfalto y el incremento del espesor de la CA. Sin embargo, los resultados de Islam et al (2019) al analizar 11 muestras con diferentes propiedades volumétricas no encontró tendencia de la influencia del contenido efectivo de asfalto sobre este deterioro. Estos resultados pueden explicarse al considerar que el cambio de una propiedad volumétrica influye en los otros parámetros de la mezcla asfáltica, lo que conlleva a resultados diferentes en cada caso. Por lo tanto, conocer el contenido efectivo de asfalto en la mezcla no es determinante para predecir una tendencia en el deterioro del pavimento.

Capítulo VIII: Conclusiones y Recomendaciones

8.1. Conclusiones

1. El estudio de las variables requeridas por la metodología MEPDG en el diseño del pavimento flexible de la carretera Puquina-Omate involucró en total 47 variables. Para la zona en estudio las variables caracterizadas a Nivel 2 o superior fueron consideradas locales, por lo que el 75% de las variables climáticas, 62% de las variables de tráfico y 52% de las variables relacionadas a las propiedades de los materiales entraron en esta categoría. La incorporación de estas variables permitió conocer que el diseño convencional del pavimento flexible para la carretera Puquina-Omate presentará deterioros prematuros por fisuras longitudinales y regularidad superficial (IRI), ya que alcanzaron una confiabilidad de 52% y 87%, respectivamente. Por otro lado, las fisuras tipo piel de cocodrilo, fisuras térmicas y ahuellamiento superan la confiabilidad del 95% en la predicción del deterioro, lo que no representan un estado crítico ante las condiciones locales del proyecto.

La predicción de fisuras longitudinales por fatiga (top-down cracking) demostró ser sensible al incremento del espesor de la CA, en promedio 1 in de incremento en el espesor redujo la predicción de 546 ft/mi (267 m/km) de fisuras longitudinales. En contraste, las fisuras térmicas tuvieron mínima influencia en el desempeño del pavimento flexible, esto debido a que la temperatura del pavimento considerando las condiciones locales no presenta ciclos de congelamiento. Adicionalmente, la deformación permanente de la subrasante representó un 77% de la deformación permanente total del pavimento. Esto señala la importancia de evaluar técnicas de mejoramiento de subrasante para incrementar su capacidad portante y prevenir deterioros por ahuellamiento durante la vida útil.

2. Las principales variables climáticas relacionadas al proyecto en estudio que influyeron en la temperatura de la carpeta asfáltica y por ende en su comportamiento mecánico fueron la temperatura ambiental y la radiación solar. La radiación solar puede incrementar la temperatura del pavimento hasta un 5.8°C por encima de la temperatura ambiental, esto repercute directamente en el comportamiento del módulo dinámico de la mezcla asfáltica. Asimismo, la confiabilidad en la caracterización de las variables climáticas mejora con la mayor cantidad de años de data climática con el que se disponga, esto debido a que los datos atípicos tienen menor relevancia para el diseño, tal como se mostró en los resultados con las temperaturas ambientales inferiores a 0°C . Finalmente, se considera que el cambio de la propiedad mecánica del material granular debido a la saturación por precipitación no representó una condición crítica para el pavimento, ya que los datos locales mostraron que el 75% del tiempo la precipitación es casi nula.
3. La caracterización del tráfico vehicular mediante espectros de carga permite incluir en el diseño mecanístico-empírico de pavimentos la sobrecarga vehicular, por lo que es la principal variable de tráfico a ser estudiada. Para cada grupo de eje (simple, tándem y trídem) la cantidad de vehículos de clase C-5, C-11 y C-10 que sobrepasan la carga normada son 23%, 58% y 68%, respectivamente. Además, se demostró que los espectros de carga con valores referenciales (Nivel 3) de la metodología MEPDG difieren de los datos regionales (Nivel 2), por lo que su uso resulta en una baja confiabilidad en la predicción de los deterioros. En el estudio de espectros de carga no se encontró una tendencia anual de variación de los factores de carga para los tipos de vehículos estudiados. Esto concluye que un año completo de data de pesaje vehicular es una muestra representativa para caracterizar el tráfico vehicular y obtener resultados confiables. Adicionalmente, la variable de factor de distribución por clase de vehículo

con datos locales demostró ser diferente a los datos regionales, lo que resalta su importancia de usar valores locales en el diseño.

4. El módulo dinámico de la mezcla asfáltica es la principal propiedad mecánica que permite incluir en el diseño del pavimento los efectos de la temperatura y tráfico. Los resultados mostraron que el uso del módulo elástico de 430 ksi recomendado por la metodología peruana para el diseño de pavimentos no representa en temperatura ni en frecuencia de carga las condiciones particulares de cada proyecto. Este valor de módulo considera una temperatura fija del pavimento de 20°C y además, para el proyecto estudio se asocia a una velocidad vehicular de 3.4 km/h, mientras que la velocidad promedio de vehículos de carga es de 20 km/h. Adicionalmente, la caracterización de las propiedades de los materiales granulares mediante CBR, ensayo Proctor modificado y clasificación AASHTO alcanzan un nivel aceptable para el diseño mecanístico-empírico de carreteras de mediano y bajo volumen de tránsito. Por otro lado, la ausencia de ciclos de congelamiento en el pavimento permite prescindir de los ensayos de tracción indirecta y cumplimiento de flujo de la mezcla asfáltica, los cuales son usados para el cálculo de las fisuras térmicas en el modelo MEPDG.

8.2. Recomendaciones

1. Futuras investigaciones deben estudiar la sensibilidad que tienen las variables de diseño en el cálculo de deterioro del pavimento flexible. Esto permitirá que la recopilación de información para un diseño mecanístico-empírico esté enfocado en caracterizar a Nivel 1 las variables de mayor importancia. Además, para incrementar la confiabilidad de los deterioros calculados se recomienda la calibración nacional de los modelos de deterioro considerados en la metodología MEPDG.
2. Actualmente a nivel nacional existen estaciones automáticas que registran horariamente la temperatura ambiental, precipitación, radiación solar, humedad relativa y velocidad del viento. En base a esto se recomienda que futuras investigaciones puedan enfocarse en crear un mapa zonificado con todas las variables climáticas de la metodología MEPDG, el cual permitirá acelerar su implementación como modelo predominante de diseño de pavimentos.
3. Estudios posteriores a esta investigación pueden enfocarse en realizar espectros de carga zonificados para todo el país con data de pesaje de los distintos tramos concesionados de la red vial nacional. Aunque la cantidad de variables de tráfico en la metodología MEPDG es extensa se debe realizar un estudio de sensibilidad para que su caracterización a más alto nivel se enfoque en aquellas variables de mayor importancia.
4. Se recomienda que estudios posteriores calibren nacionalmente el modelo de Witczak que calcula la curva maestra para adaptarlo a la realidad nacional de materiales de pavimentación. También, es recomendable que se amplíen los estudios con ensayos de laboratorio a Nivel 1 de tracción indirecta y cumplimiento de flujo para diseños en zonas con bajas temperaturas ambientales y ciclos de congelamiento.

Referencias

- Ahmed, A. W. (2014). Mechanistic-Empirical Modelling of Flexible Pavement Performance: Verifications Using APT Measurements (Doctoral dissertation). KTH Royal Institute of Technology.
- Ahmed, F., Thompson, J., Kim, D., Huynh, N., & Carroll, E. (2022). Evaluation of pavement service life using AASHTO 1972 and mechanistic-empirical pavement design guides. *International Journal of Transportation Science and Technology*, <http://doi.org/10.1016/j.ijtst.2021.11.004>
- Alam-Khan, S., Cetin, B., Forman, B. A., Kutay, M. E., Durham, S., & Schwartz, C. W. (2022) Evaluation of shortwave and longwave radiation models for mechanistic-empirical pavement analysis, *International Journal of Pavement Engineering*, 23:10, 3398-3408, <http://doi.org/10.1080/10298436.2021.1895155>
- Al-Qadi, I. L., Hassan, M. M., & Elseifi, M. A. (2005). Field and theoretical evaluation of thermal fatigue cracking in flexible pavements. *Transportation research record*, 1919(1), 87-95.
- American Association of State Highway and Transportation Officials-AASHTO (1993) AASHTO Guide for Design and Pavement Structures. AASHTO: Washington, DC.
- American Association of State Highway and Transportation Officials-AASHTO (2015). Mechanistic-empirical pavement design guide: A manual of practice (2nd ed.). Washington, D.C.: Transportation Research Board.
- Ávila, T., Aguiar, J. P., & Loría, L. G. (2018). Costa rica's mechanical empirical design software for flexible pavements, crme. Paper presented at the Advances in Materials and Pavement Performance Prediction - Proceedings of the International AM3P Conference, 2018, 331-335. Retrieved from www.scopus.com
- Bilodeau, J., Gagnon, L., & Doré, G. (2017). Assessment of the relationship between the international roughness index and dynamic loading of heavy vehicles. *International Journal of Pavement Engineering*, 18(8), 693-701. <http://doi.org/10.1080/10298436.2015.1121780>
- Bosso, M., Vasconcelos, K. L., Ho, L. L., & Bernucci, L. L. B. (2020). Use of regression trees to predict overweight trucks from historical weigh-in-motion data. *Journal of*

- Traffic and Transportation Engineering (English Edition), 7(6), 843-859.
<http://doi.org/10.1016/j.jtte.2018.07.004>
- Canestrari, F., & Ingrassia, L. P. (2020). A review of top-down cracking in asphalt pavements: Causes, models, experimental tools and future challenges. *Journal of Traffic and Transportation Engineering (English Edition)*, 7(5), 541-572.
<http://doi.org/10.1016/j.jtte.2020.08.002>
- Coria Gutiérrez, C. A., Hernández Domínguez, R. I. & Garnica Anguas, P. (2018) Teorías para calcular esfuerzos, deformaciones y deflexiones en pavimentos flexibles: un enfoque mecanicista. Documento Técnico, (72).
<https://www.imt.mx/archivos/Publicaciones/DocumentoTecnico/dt72.pdf>
- Čygas, D., Laurinavičius, A., Paliukaite, M., Motiejunas, A., Žiliute, L., & Vaitkus, A. (2015). Monitoring the mechanical and structural behavior of the pavement structure using electronic sensors. *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*, 30(4), 317-328. <http://doi.org/10.1111/mice.12104>
- Das, B. M. (2008) *Advanced soil mechanics*. (3ra ed.). Taylor & Francis.
- El-Ashwah, A. S., El-Badawy, S. M., & Gabr, A. R. (2021). A simplified mechanistic-empirical flexible pavement design method for moderate to hot climate regions. *Sustainability (Switzerland)*, 13(19). <http://doi.org/10.3390/su131910760>
- García Quesada, J. C. (2008). *Tema 3. Viscoelasticidad lineal* [Material de curso]. Universidad de Alicante. Departamento de Ingeniería Química.
<https://rua.ua.es/dspace/handle/10045/3624>
- Gere, J. M. & Goodno, B. J. (2012) *Mechanics of materials* (3ra ed.) Canada: Cengage Learning.
- Ghanizadeh, A. R., & Ziaie, A. (2015). NonPAS: a program for nonlinear analysis of flexible pavements. *International Journal of Integrated Engineering*, 7(1).
- Gong, H., Huang, B., Shu, X., & Udeh, S. (2017). Local calibration of the fatigue cracking models in the mechanistic-empirical pavement design guide for tennessee. *Road Materials and Pavement Design*, 18, 130-138.
<http://doi.org/10.1080/14680629.2017.1329868>
- Hallenbeck, M. E., Selezneva, O. I., & Quinley, R. (2014). *Verification, refinement, and applicability of long-term pavement performance vehicle classification rules* (No.

- FHWA-HRT-13-091). United States. Federal Highway Administration. Office of Infrastructure Research and Development.
- Hasan, M. A., & Tarefder, R. A. (2018). Development of temperature zone map for mechanistic empirical (ME) pavement design. *International Journal of Pavement Research and Technology*, 11(1), 99-111. <http://doi.org/10.1016/j.ijprt.2017.09.012>
- Hatoum, A. A., Khatib, J. M., Barraaj, F., & Elkordi, A. (2022). Survival analysis for asphalt pavement performance and assessment of various factors affecting fatigue cracking based on LTPP data. *Sustainability (Switzerland)*, 14(19). <http://doi.org/10.3390/su141912408>
- Huallpa Centeno, H. Y., & Estrada Moroco, J. W. (2019). Optimización del diseño de un pavimento alternativo mediante la aplicación del método mecanístico empírico MEPDG para la avenida Circunvalación Este de la ciudad de Juliaca (Tesis para optar el título de Ingeniería Civil). Universidad Peruana Unión, Puno.
- Huang, Y. H. (2004). *Pavement analysis and design* (Vol. 2). Upper Saddle River, NJ: Pearson Prentice Hall.
- Islam, M. R., Kalevela, S. A., & Nesselhauf, S. K. (2019). Effects of mix factors on the mechanistic-empirical flexible pavement design. *Designs*, 3(3), 1-11. <http://doi.org/10.3390/designs3030036>
- Jaña, C. (2016). Implementación de la guía de diseño mecanístico-empírico AASHTO 2008 en la Región Piura (Tesis de Máster en Ingeniería Civil con Mención en Ingeniería Vial). Universidad de Piura, Piura.
- Justo-Silva, R., Simões, F., & Ferreira, A. (2022). Mechanical-empirical pavement design guide applied to portuguese pavement structures. *Applied Sciences (Switzerland)*, 12(11). <http://doi.org/10.3390/app12115656>
- Kim, Y. R., Underwood, B., Far, M. S., Jackson, N., Puccinelli, J., & Engineers, N. C. (2011). *LTPP computed parameter: Dynamic modulus* (No. FHWA-HRT-10-035). United States. Federal Highway Administration.
- Kodippily, S., Yeaman, Y., Henning, T., & Tighe, S. (2020) Effects of extreme climatic conditions on pavement response, *Road Materials and Pavement Design*, 21:5, 1413-1425, <http://doi.org/10.1080/14680629.2018.1552620>

- Leon Bobadilla, A. I. (2020). Comparación de los métodos American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO-1993) - (Mechanical Empirical Pavement Design Guide M-EPDG AASHTO 2008) (Tesis para optar el grado de Doctor en Ingeniería Civil). Universidad Nacional de Santa, Chimbote.
- Li, Q. J., Wang, K. C. P., Yang, G., Zhan, J. Y., & Qiu, Y. (2019). Data needs and implementation of the pavement ME design. *Transportmetrica A: Transport Science*, 15(1), 135-164. <http://doi.org/10.1080/23249935.2018.1504254>
- Ling, M., Luo, X., Gu, F., & Lytton, R. L. (2017). Time-temperature-aging-depth shift functions for dynamic modulus master curves of asphalt mixtures. *Construction and Building Materials*, 157, 943-951. <http://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.09.156>
- Ling, M., Luo, X., Chen, Y., Hu, S., & Lytton, R. L. (2019). A calibrated mechanics-based model for top-down cracking of asphalt pavements. *Construction and Building Materials*, 208, 102-112. <http://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.02.090>
- Luo, X., Gu, F., Ling, M., & Lytton, R. L. (2018). Review of mechanistic-empirical modeling of top-down cracking in asphalt pavements. *Construction and Building Materials*, 191, 1053-1070. <http://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.10.005>
- Mahajan, G. R., Radhika, B., & Biligiri, K. P. (2022) A critical review of vehicle-pavement interaction mechanism in evaluating flexible pavement performance characteristics, *Road Materials and Pavement Design*, 23:4, 735-769, <http://doi.org/10.1080/14680629.2020.1860806>
- Mallick, R. B., & El-Korchi, T. (2013). *Pavement engineering Principles and practice* (2da ed). CRC Press.
- Martinez, D. S. (2015) Impacto del control de pesos por eje de vehículos pesados sobre la estructura de los pavimentos (Tesis para optar el título profesional de Ingeniero Civil). Universidad Ricardo Palma, Lima.
- Martinez-Echevarria Romero, M. J., Tafur Garro, N. M., & Gallardo Zevallos, G. (2016). Implementation of the mechanistic-empirical pavement design in northern peru using a calibration coefficient for the international roughness index. *Construction and Building Materials*, 102, 270-280. <http://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.10.167>
- Masad, A., Alrashydah, E., & Papagiannakis, A. T. (2022) Preliminary calibration and validation of the Texas Mechanistic-Empirical flexible pavement design, *International*

Journal of Pavement Engineering, 23:11, 3879-3891,

<http://doi.org/10.1080/10298436.2021.1926458>

Maximiliano Velásquez, E. J. (2016). Implementación del modelo climático EICM con fines de diseño para pavimento de concreto asfáltico aplicando la metodología MEPDG (Tesis para optar el título de Ingeniería Civil). Universidad Nacional de Ingeniería, Lima.

Miller, J. S., & Bellinger, W. Y. (2014). *Distress identification manual for the long-term pavement performance program* (No. FHWA-HRT-13-092). United States. Federal Highway Administration. Office of Infrastructure Research and Development.

Ministerio de Economía y Finanzas-MEF (2019) Plan Nacional de Infraestructura para la Competitividad.

https://www.mef.gob.pe/contenidos/inv_privada/planes/PNIC_2019.pdf

Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2014) Manual de carreteras: suelos, geología, geotecnia y pavimentos.

http://transparencia.mtc.gob.pe/idm_docs/P_recientes/4515.pdf

Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2018) Infraestructura nacional existente del Sistema Nacional de Carreteras, según superficie de rodadura: 1990-2018.

<https://portal.mtc.gob.pe/estadisticas/transportes.html>

Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2021) Plan de Implementación del Sistema de Gestión de Activos de la Red Vial Nacional.

Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2021) Memoria Institucional Provias Nacional 2021.

<https://cdn.www.gob.pe/uploads/document/file/3504394/Memoria%20Institucional%202021.pdf>

Montejo Fonseca, A. (2002) *Ingeniería de Pavimentos. Fundamentos, estudios básicos y diseño*. Universidad Católica de Colombia.

Montoya, R. L. & Quispe, J. L. (2020). Aplicación de la metodología MEPDG-AASHTO 2008; en el Eje de integración vial Norte-Yura (Tesis para optar el Título de ingeniero civil). Universidad Nacional de San Agustín, Arequipa.

- National Cooperative Highway Research Program-NCHRP (2004) Guide for Mechanistic-Empirical Design of New and Rehabilitated Pavement Structures, Part 3, Chapter 3. ARA, Inc.
- Ng, K., Mebrahtom, D., Ksaibati, K., & Wulff, S. S. (2021). Characterisation of crushed base for mechanistic-empirical pavement design guide. *Road Materials and Pavement Design*, 22(1), 230-244. <http://doi.org/10.1080/14680629.2019.1614971>
- Noguera Yauri, B. F. (2020). Prototipo de modelo climático (Integrated Climate Model-MEPDG AASHTO 2008) para el diseño de pavimentos flexibles en la ciudad de Arequipa (Tesis para optar el título de Ingeniería Civil). Universidad Católica San Pablo, Arequipa.
- Pais, J. C., Figueiras, H., Pereira, P. & Kaloush, K., (2019) The pavements cost due to traffic overloads, *International Journal of Pavement Engineering*, 20:12, 1463-1473, <http://doi.org/10.1080/10298436.2018.1435876>
- Peng, C., Xu, X., Bao, Y., Jiang, Y., & Nantung, T. (2022). Traffic input module for mechanistic-empirical pavement design with weigh-in-motion data. *International Journal of Transportation Science and Technology*, <https://doi.org/10.1016/j.ijtst.2022.09.001>.
- Perera, A. (2015). Determinación y análisis de los factores climáticos críticos para el diseño de pavimentos flexibles en Costa Rica (Tesis para optar el grado de Licenciatura en Ingeniería Civil). Universidad de Costa Rica, Costa Rica.
- Perú. Ministerio de Transportes y comunicaciones-MTC. (2003). *Decreto Supremo N° 058-2003-MTC que aprueba el Reglamento Nacional de Vehículos*.
- Rahman, M. M., & Gassman, S. L. (2018). Data collection experience for preliminary calibration of the AASHTO pavement design guide for flexible pavements in south carolina. *International Journal of Pavement Research and Technology*, 11(5), 445-457. <http://doi.org/10.1016/j.ijprt.2017.11.009>
- Rahmawati, A., Adly, E., Lutfiyanto, I., & A Syifa, M. (2019). The overloading effect on the design life of road and thickness of pavement layer. Paper presented at the IOP Conference Series: Materials Science and Engineering, , 650(1), <http://doi.org/10.1088/1757-899X/650/1/012051> Retrieved from www.scopus.com

- Ramos, A., Gomes Correia, A., Indraratna, B., Ngo, T., Calçada, R., & Costa, P. A. (2020). Mechanistic-empirical permanent deformation models: Laboratory testing, modelling and ranking. *Transportation Geotechnics*, 23, <http://doi.org/10.1016/j.trgeo.2020.100326>
- Romero Rojas, G. E. (2012) *Estudio del ahuellamiento en la Carretera IIRSA Norte, Tramo 6, Sector Óvalo Cáceres-DV. Sullana* (Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil). Universidad de Piura.
- Rondón Quintana, H. A., & Reyes Lizcano, F. (2007). Comportamiento resiliente de materiales granulares en pavimentos flexibles: estado del conocimiento. *Revista Ingenierías Universidad de Medellín*, 6(11), 65-90.
- Rys, D., Judycki, J., & Jaskula, P. (2016) Analysis of effect of overloaded vehicles on fatigue life of flexible pavements based on weigh in motion (WIM) data, *International Journal of Pavement Engineering*, 17:8, 716-726, <http://doi.org/10.1080/10298436.2015.1019493>
- Saudy, M., Breakah, T., Kaloop, M., & El-Badawy, S. (2023). Regional implementation of the mechanistic empirical pavement design and analysis approach: Egyptian case study. *Case Studies in Construction Materials*, Volume 18 doi: <https://doi.org/10.1016/j.cscm.2023.e01863>.
- Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología del Perú-SENAMHI. (2021). *CLIMAS DEL PERÚ – Mapa de Clasificación Climática Nacional*. Ministerio del Ambiente. <https://www.senamhi.gob.pe/load/file/01404SENA-4.pdf>
- Sime, M., Bailey, G., Hajj, E. Y., & Chkaiban, R. (2021). Impact of pavement roughness on fuel consumption for a range of vehicle types. *Journal of Transportation Engineering Part B: Pavements*, 147(3), <http://doi.org/10.1061/JPEODX.0000272>
- Tafur Garro, N. (2014). Cálculo de un coeficiente de calibración para el modelo de predicción del IRI usando el MEPDG V 1.1 (Tesis de Máster en Ingeniería Civil con Mención en Ingeniería Vial). Universidad de Piura, Piura.
- Titi, H. H., Coley, N. J., & Latifi, V. (2018). Evaluation of pavement performance due to overload single-trip permit truck traffic in wisconsin. *Advances in Civil Engineering*, 2018, <http://doi.org/10.1155/2018/1070653>

- Wang, Y. D., Keshavarzi, B., & Kim, Y. R. (2018). Fatigue performance prediction of asphalt pavements with FlexPAVETM, the S-VECD model, and DR failure criterion <http://doi.org/10.1177/0361198118756873> Retrieved from www.scopus.com
- World Economic Forum (2018) *The Global Competitiveness Report 2017-2018*. Retrieved from: <http://www3.weforum.org/docs/GCR2017-2018/05FullReport/TheGlobalCompetitivenessReport2017-2018.pdf>
- Wu, Z., Xiao, D. X., & Zhang, Z. (2016). Research implementation of AASHTOWare pavement ME design in louisiana, <http://doi.org/10.3141/2590-01> Retrieved from www.scopus.com
- Yang, X., You, Z., Hiller, J., & Watkins, D. (2019). Pavement performance zone based on mechanistic-empirical design and temperature indices. *Transportmetrica A: Transport Science*, 15(1), 91-113. <http://doi.org/10.1080/23249935.2018.1457734>
- Yoder, E. J. & Witczak, M. W. (1991) *Principles of pavement design*. John Wiley & Sons.
- Yufra Carita, J. R. (2018). Implementación del Modelo Climático del Método AASHTO 2008 (MEPDG) para el Diseño de Pavimentos Flexibles en la Ciudad de Tacna (Tesis para optar el título de Ingeniería Civil). Universidad Privada de Tacna, Tacna.
- Zhao, J., & Wang, H. (2021). Mechanistic-empirical analysis of asphalt pavement fatigue cracking under vehicular dynamic loads. *Construction and Building Materials*, 284, <http://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2021.122877>
- Zhao, J., Wang, H., Lu, P., & Chen, J. (2022). Mechanistic–Empirical analysis of pavement performance considering dynamic axle load spectra due to longitudinal unevenness. *Applied Sciences (Switzerland)*, 12(5), <http://doi.org/10.3390/app12052600>

Anexos

ANEXOS

ANEXO 1

Panel fotográfico de los ensayos de laboratorio
realizados

ANEXO 2

Resultados de laboratorio del ensayo Marshall

ANEXO 3

Resultados de laboratorio del ensayo Análisis
granulométrico por tamizado

ANEXO 4

Resultados de laboratorio de los ensayos de LL y LP

ANEXO 5

Resultados de laboratorio del ensayo Proctor modificado

ANEXO 6

Resultados de laboratorio del ensayo CBR